



جزوه باما

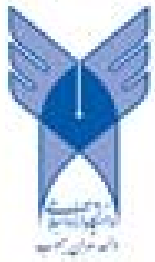
دانلود جزوات، نمونه سؤالات
و پروپوننت‌های دانشگاهی

Jozvebama.ir



فشار جانبی خاکی

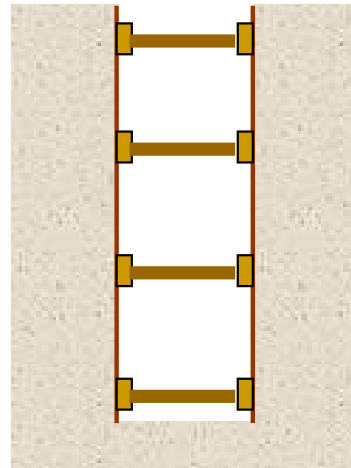
طراحی دیوارهای حایل



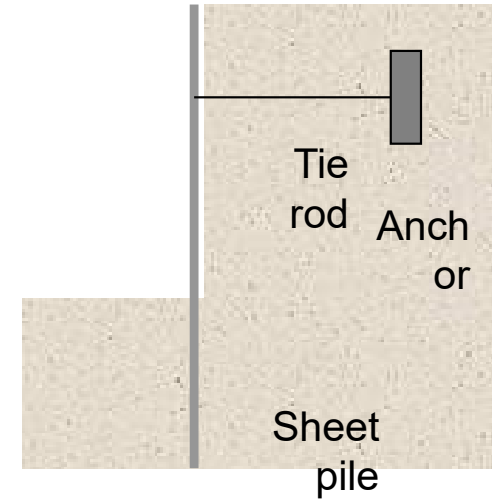
انواع حائل



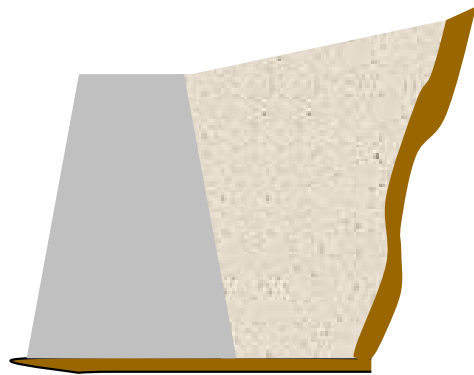
دیوار حائل بتنی



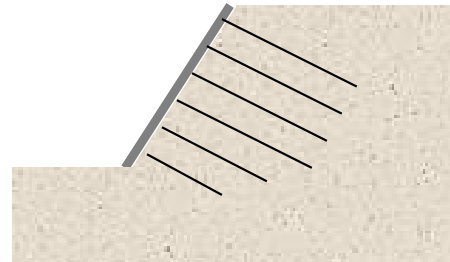
گود برداری حفاظت شده



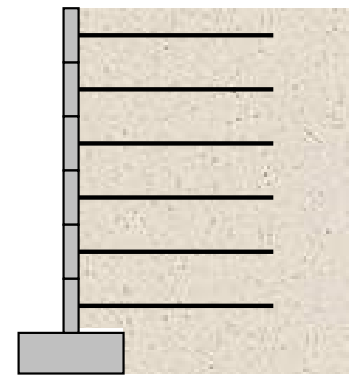
شیت پایل



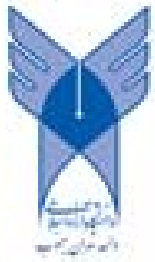
دیوار حائل وزنی



نیلینگ



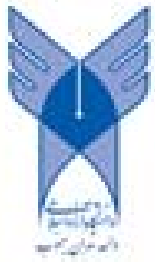
دیوار خاک مسلح



Soil Nailing

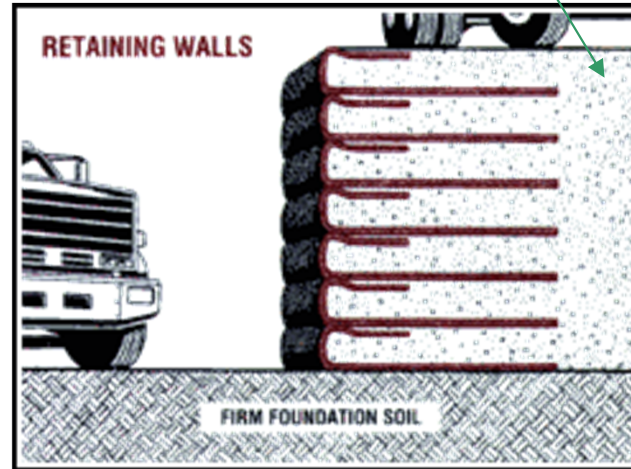


Sheet Pile



دیوار حائل خاک مسلح

ژئوسنتتیک

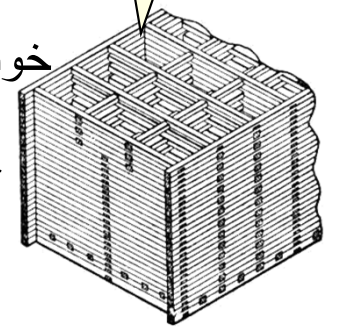


با خاک پر
می شود

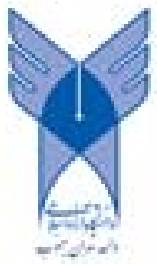
زیبایی ، قابلیت زهکشی

خوب ، قابلیت کاشت گیاهان

در هم قفل
شده اند



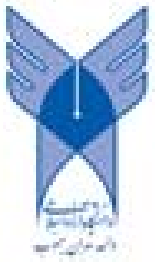
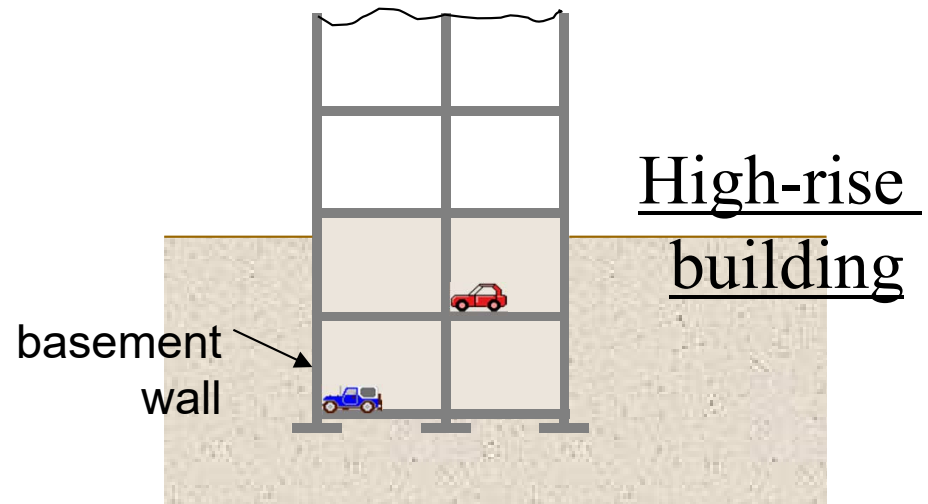
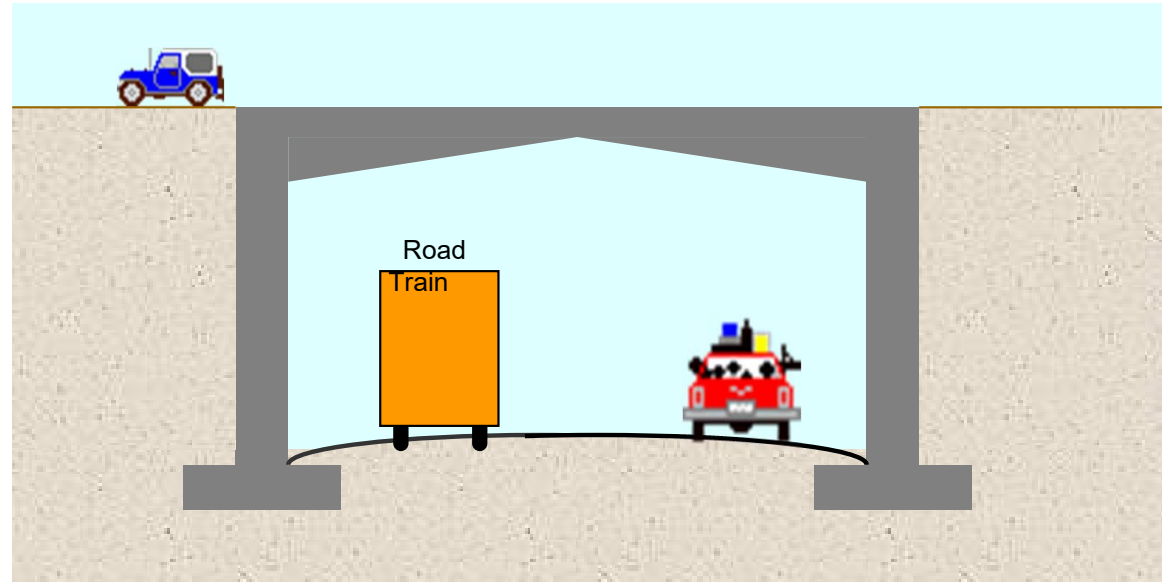
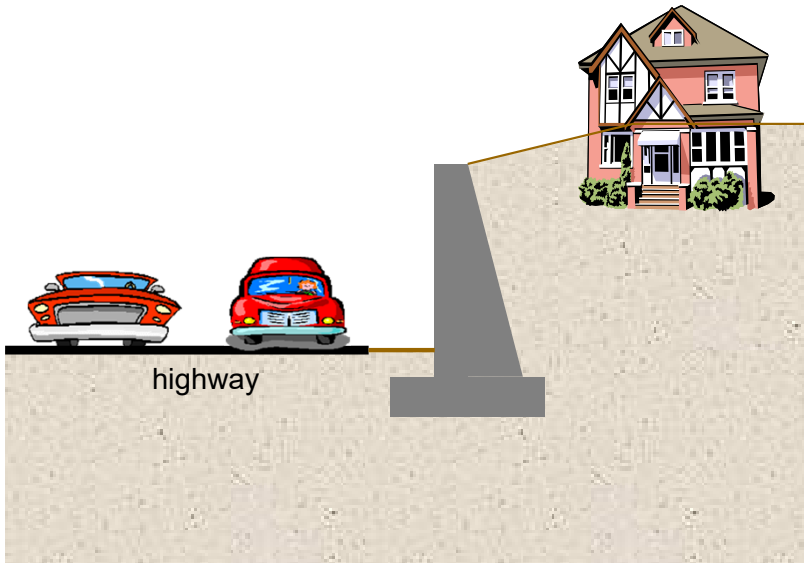
Crib walls



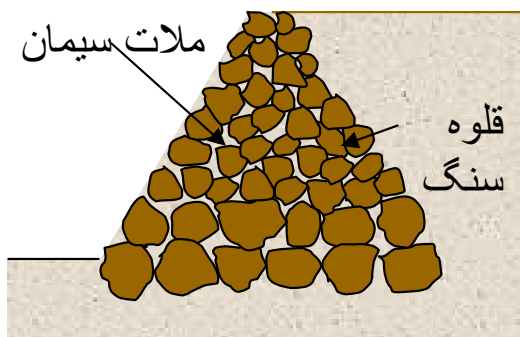
رضا مهدی - دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران جنوب



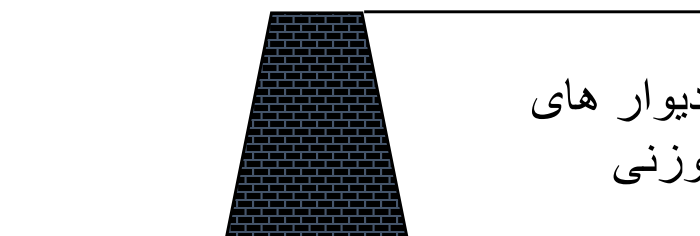
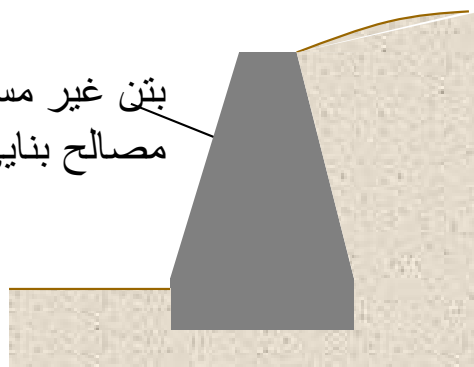
Retaining Walls - Applications



تقسیم بندی دیوارهای حائل

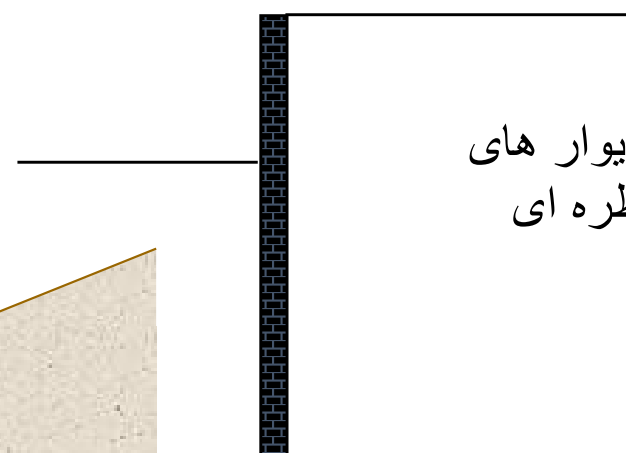


بتن غیر مسلح یا
مصالح بنایی



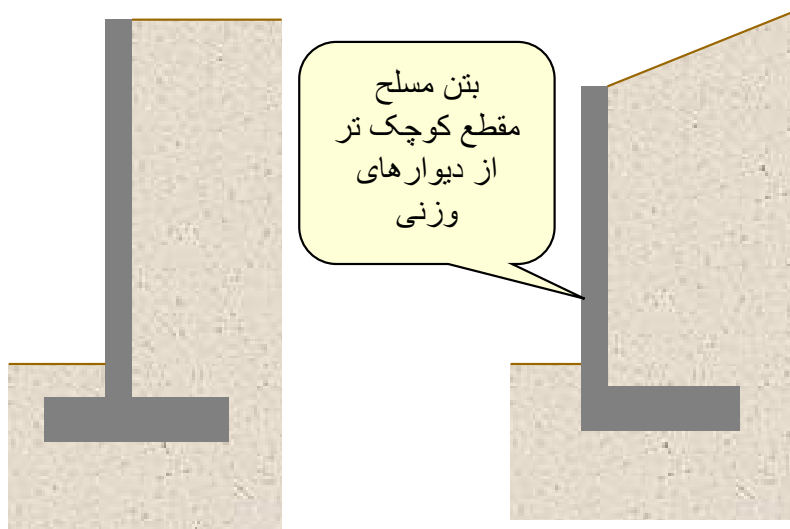
دیوارهای
وزنی

وزن دیوار عامل مقاوم است



دیوارهای
طره ای

بتن مسلح
مقطع کوچک تر
از دیوارهای
وزنی

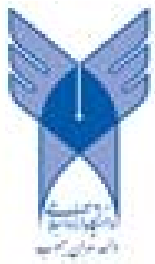


سختی سازه عامل تحمل نیروها است



انواع گسیختگی در دیوارهای حائل

- گسیختگی دیواره های جانبی
- گسیختگی فونداسیون
- بالا زدگی (heave) به دلیل فشار آب
- نشست به دلیل افت سطح آب زیر زمینی (عمدی یا به صورت طبیعی)
- تراوش آب حاوی ریز دانه به داخل محوطه گود برداری

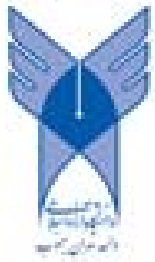


دیواره های طره ای

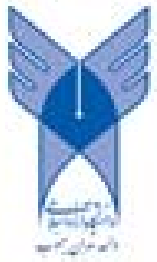
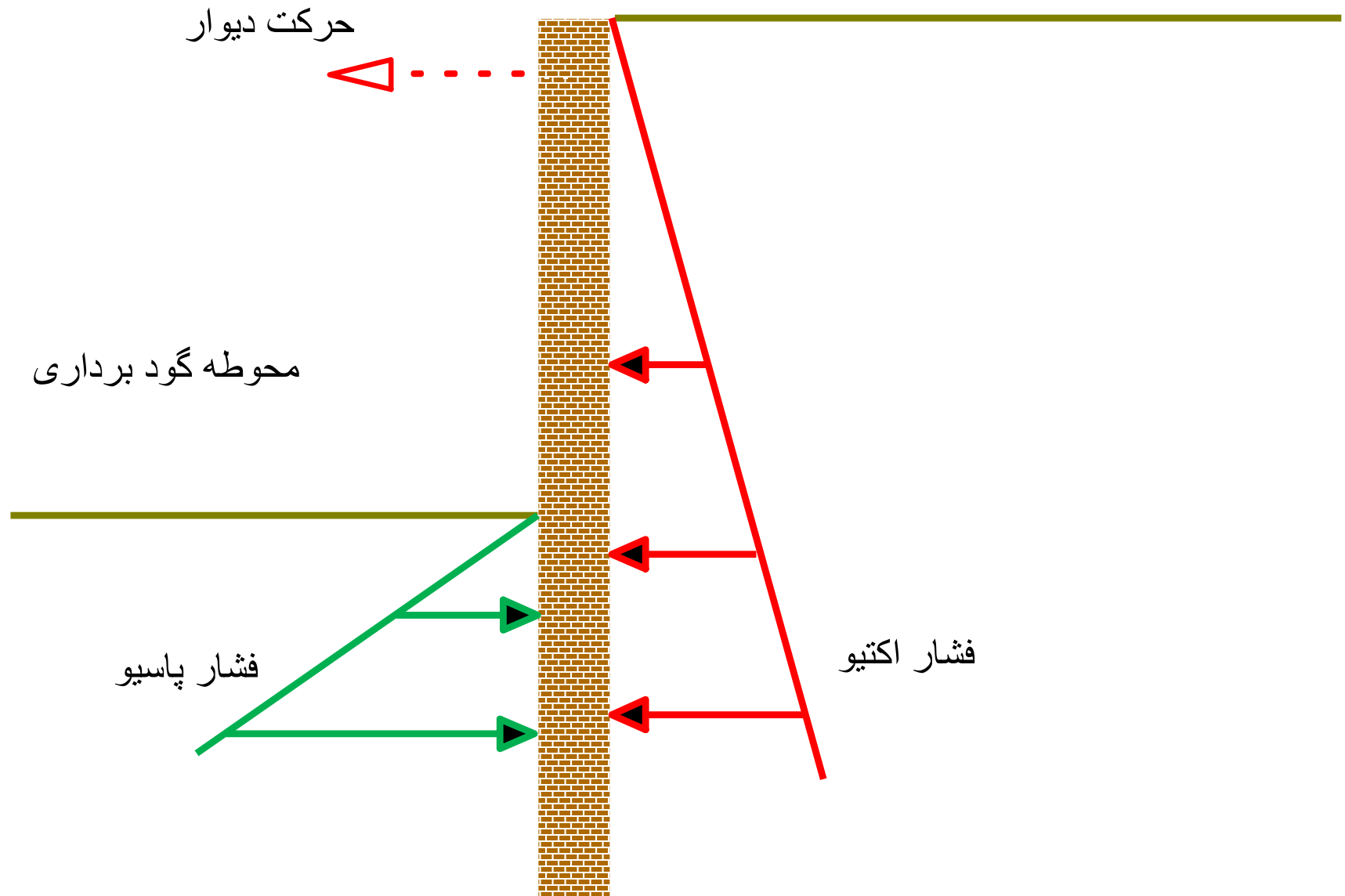
حرکت دیوار



محوطه گود برداری

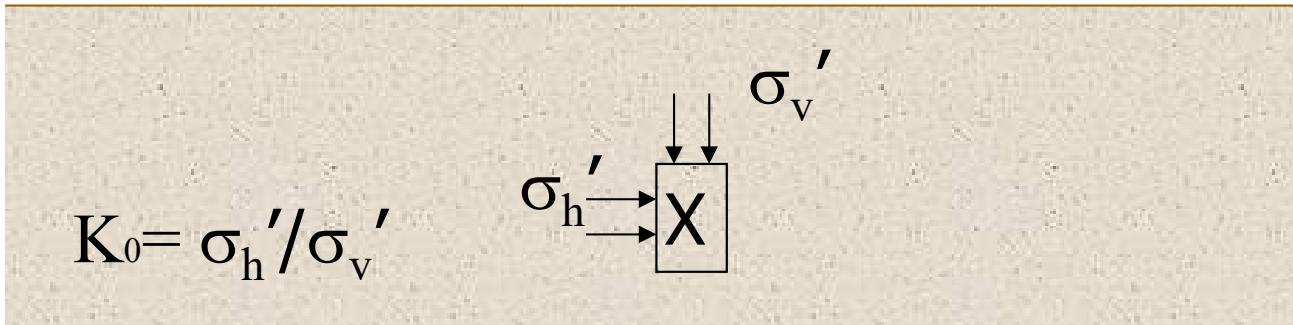


دیواره های طره ای



فشار حالت سکون

GL



در حالت سکون تغییر شکل جانبی وجود ندارد

تخمین K_0

$$K_0 = 1 - \sin \phi'$$

در خاک های دانه ای :

در رس های بیش تحکیم یافته :

در رس های عادی تحکیم یافته :

$$K_0 = 0.19 + 0.233 \log(\text{PI})$$

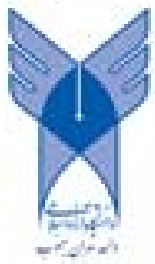
$$K_0 = 0.44 + 0.0042(\text{PI})$$

$$K_0 = 0.95 - \sin \phi'$$

$$K_{0,\text{overconsolidated}} = K_{0,\text{normally consolidated}} \text{OCR}^{0.5}$$

در آنالیز الاستیک :

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu}$$



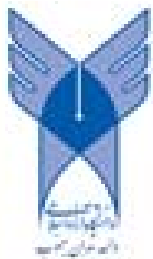
تخمین K_0

رابطه $k_0 = 1 - \sin \phi'$ فرمول کاربردی محاسبه ضریب فشار جانبی سکون خاک است. (به خصوص در مواقعی که اطلاعات کافی در مورد خاک نداریم) حال اگر نوع خاک و وضعیت تراکمی آن مشخص شده باشد، بهتر است از روابط تجربی زیر که دقیق تر می باشند، استفاده کنیم:

$$\text{در خاک های دانه ای} \begin{cases} \text{دانه های شل: } k_0 = 1 - \sin \phi' \\ \text{دانه های متراکم: } k_0 = 1 - \sin \phi' + \left(\frac{\gamma_d}{\gamma_{d_{min}}} - 1 \right) \times 0.15 \end{cases}$$

$$\text{در خاک های چسبنده} \begin{cases} \text{رس عادی تحکیم یافته (NC): } k_0 = 0.195 - \sin \phi' \approx 1 - \sin \phi' \\ \text{رس پیش تحکیم یافته (OC): } k_{0,OC} = k_{0,NC} \times \sqrt{OCR} \approx (1 - \sin \phi') \sqrt{OCR} \end{cases}$$

در روابط بالا ϕ' زاویه اصطکاک داخلی مؤثر خاک بوده و γ_d و $\gamma_{d_{min}}$ به ترتیب وزن مخصوص خشک موجود و حداقل وزن مخصوص خشک خاک می باشند. OCR نیز همان نسبت پیش تحکیمی خاک است.



موارد کاربرد فشار حالت سکون

علاوه بر شرایط سکون در دیوارهای حائل، حالت‌های زیر نیز به علت عدم حرکت جانبی خاک، نشان دهنده حالت سکون بوده و فشار جانبی خاک در آنها بر مبنای فشار سکون محاسبه می‌شود:

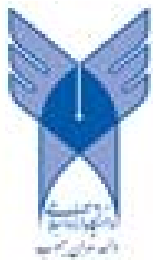


(۱) آزمایش تحکیم (دستگاه ادنومتر): در آزمایش تحکیم یک بعدی (در دستگاه ادنومتر)، چون از تغییر شکل جانبی نمونه رسی جلوگیری شده است (وجود حلقه صلب در دور نمونه)، می‌توان شرایط حاکم بر فشار جانبی نمونه را مشابه با شرایط سکون در دیوارهای حائل در نظر گرفت. در این حالت با لحاظ کردن ضریب فشار جانبی k برای خاک، خواهیم داشت:

$$\sigma'_h = k \cdot \sigma'_v \quad , \quad \sigma_h = k \cdot \sigma'_v + u$$



(۲) فشارهای جانبی در یک لایه خاک معمولی (پروفیل طبیعی خاک): هرگاه یک لایه خاک معمولی داشته باشیم (بدون حضور دیوار حائل یا یک سازه دیگر در مجاورت خاک)، در این صورت شرایط سکون بر لایه خاک حاکم بوده و برای محاسبه تنش‌های افقی در نقاط مختلف لایه خاک، از همان ضریب فشار جانبی k استفاده می‌شود.



موارد کاربرد فشار حالت سکون

تمرین ۶: در هنگام آزمایش تحکیم بر روی نمونه‌ای از رس اشباع، در طول آزمایش تنش کل افقی وارد بر نمونه با (σ_h) ، تنش مؤثر قائم با (σ'_v) و فشار آب حفره‌ای با (u) نشان داده می‌شود. اگر فشار قائم P بر نمونه اعمال گردد، مقدار σ_h را در دو حالت زیر تعیین کنید:

(۵) (شناسی ارشد - ۸۰)

الف) بلافاصله بعد از اعمال فشار P ب) در انتهای آزمایش

● حل:

الف) از بحث تحکیم در مکانیک خاک می‌دانیم که در اثر بارگذاری روی خاک رس اشباع، بلافاصله بعد از اعمال فشار، تمام P به فشار آب حفره‌ای تبدیل می‌گردد ($\Delta u_1 = P$) و تنش مؤثر سهمی از آن نمی‌برد ($\Delta \sigma'_1 = 0$)، بنابراین تنش جانبی کل وارد بر خاک در ابتدای آزمایش برابر خواهد بود با:

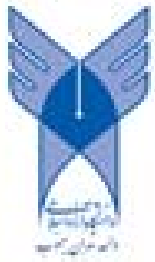
$$\begin{cases} \sigma_{h_1} = \sigma'_{h_1} + u_1 = k_s \sigma'_{v_1} + u_1 \\ \sigma'_{v_1} = \sigma'_{v_0} + \Delta \sigma'_1 = 0 + 0 = 0 \\ u_1 = u_0 + \Delta u_1 = 0 + P = P \end{cases} \Rightarrow \sigma_{h_1} = k_s \times 0 + P = P$$

تنش مؤثر اولیه خاک (قبل از بارگذاری) که چون ضخامت نمونه کم است، برابر صفر می‌باشد.

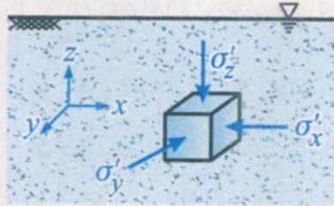
ضخامت نمونه کم است

ب) در انتهای آزمایش، زهکشی صورت می‌گیرد و اضافه فشار P ، به تنش مؤثر تبدیل شده ($\Delta \sigma'_v = P$) و اضافه فشار آب حفره‌ای صفر می‌شود ($\Delta u_v = 0$). بنابراین در این حالت خواهیم داشت:

$$\begin{cases} \sigma_{h_v} = \sigma'_{h_v} + u_v = k_s \sigma'_{v_v} + u_v \\ \sigma'_{v_v} = \sigma'_{v_0} + \Delta \sigma'_v = 0 + P = P \Rightarrow \sigma_{h_v} = k_s P + 0 = k_s P \\ u_v = u_0 + \Delta u_v = 0 + 0 = 0 \end{cases}$$



فشار حالت سکون بر اساس تئوری الاستیسیته



هرگاه رفتار یک لایه خاک را به صورت الاستیک در نظر بگیریم (با مدول الاستیسیته E و ضریب پواسون ν)، در آن صورت طبق قانون هوک، خواهیم داشت:

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma'_x}{E} - \frac{\nu\sigma'_y}{E} - \frac{\nu\sigma'_z}{E}$$

در رابطه فوق (که آن را در درس مقاومت مصالح نیز دیده‌اید)، کرنش یا جابجایی نسبی خاک در امتداد افق (محور x) می‌باشد که با در نظر گرفتن خاک در وضعیت سکون (*at rest*)، $\varepsilon_x = 0$ خواهد بود. همچنین σ'_x و σ'_y نیز همان تنش‌های افقی مؤثر (σ'_h) بوده و σ'_z هم تنش قائم مؤثر (σ'_v) در المان خاک است. لذا می‌توان نوشت:

$$0 = \frac{\sigma'_h}{E} - \frac{\nu\sigma'_h}{E} - \frac{\nu\sigma'_v}{E} \Rightarrow \sigma'_h = \left(\frac{\nu}{1-\nu}\right)\sigma'_v$$

که از مقایسه رابطه اخیر با رابطه $\sigma'_h = k_o \sigma'_v$ ، مقدار k_o براساس رفتار الاستیک خاک، به صورت زیر تعیین می‌گردد:

$$k_o = \frac{\nu}{1-\nu}$$

تمرین ۱: در یک خاک رس عادی تحکیم یافته، ضریب پواسون با فرض رفتار الاستیک خاک برابر $\frac{1}{3}$ تخمین

زده شده است. زاویه اصطکاک داخلی مؤثر این خاک را به دست آورید.

• حل:

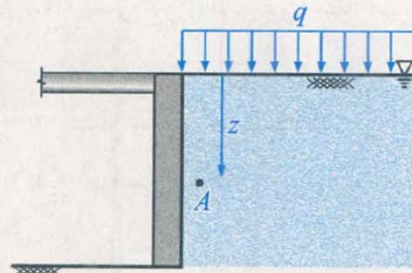
$$k_o = \frac{\nu}{1-\nu} = \frac{\frac{1}{3}}{1-\frac{1}{3}} = 0.15$$

$$k_o = 1 - \sin \phi' \Rightarrow 0.15 = 1 - \sin \phi' \Rightarrow \sin \phi' = 0.15 \Rightarrow \phi' = 3^\circ$$



محاسبه نیروی جانبی وارد بر دیوار

۴- چگونه نیروی جانبی وارد بر دیوار را محاسبه می‌کنیم؟



بیایید بار دیگر شکل ترسیم شده در ابتدای سؤال قبل را در نظر بگیریم. در این شرایط مقدار تنش کل افقی در این نقطه برابر می‌شود با:

$$\sigma_h = k_o \sigma'_v + u \quad , \quad u = \gamma_w z \Rightarrow \sigma_h = k_o (\gamma' z + q) + \gamma_w z$$

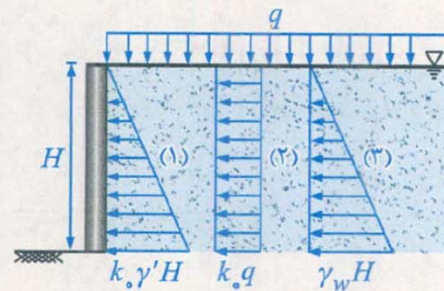
بر اساس رابطه بالا می‌توان گفت که فشار جانبی کل وارد بر دیوار حائل در حالت سکون، ناشی از سه عامل زیر است:

(۱) ناشی از تنش مؤثر در اثر وزن خاک ($k_o \gamma' z$)

(۲) ناشی از تنش مؤثر در اثر سربار ($k_o q$)

(۳) ناشی از فشار هیدرواستاتیک یا همان فشار آب حفره‌ای ($\gamma_w z$)

راه‌حل کلاسیک برای محاسبه نیروی وارد بر دیوار، ترسیم نمودار توزیع فشار و محاسبه حجم منشور فشار حاصل است. حال اگر نمودار توزیع فشار جانبی ناشی از عوامل فوق را ترسیم کنیم، در آن صورت برآیند نیروهای جانبی وارد بر دیوار حائل (F_h کل) برابر خواهد بود با:



$$F_h \text{ کل} = F_{h_1} + F_{h_2} + F_{h_3}$$

که در رابطه فوق F_{h_1} ، F_{h_2} و F_{h_3} ، نیروی برآیند ناشی از نمودارهای توزیع فشار (۱)، (۲) و (۳)، در شکل بالا می‌باشند.

در ادامه برای محاسبه هر یک از این نیروها، حجم منشور فشار (یعنی حاصل ضرب مساحت نمودار توزیع فشار در طول دیوار در امتداد عمود بر صفحه) را بدست می‌آوریم. به عنوان مثال مقدار F_{h_1} که نیروی برآیند ناشی از

نمودار توزیع فشار (۱) می‌باشد، برابر است با:

$$F_{h_1} = \left(\frac{1}{2} \times k_o \gamma' H \times H \right) \times (L) = \frac{1}{2} k_o \gamma' H^2 L$$

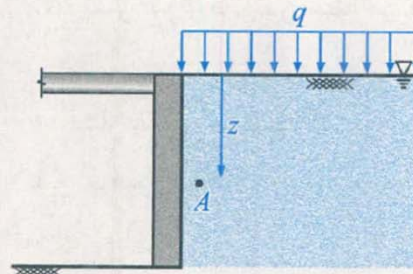
→ مساحت نمودار توزیع فشار
→ طول دیوار در امتداد عمود بر صفحه

و به همین ترتیب می‌توان مقادیر F_{h_2} و F_{h_3} را نیز بدست آورد.



محاسبه نیروی جانبی وارد بر دیوار

۴- چگونه نیروی جانبی وارد بر دیوار را محاسبه می‌کنیم؟



بیایید بار دیگر شکل ترسیم شده در ابتدای سؤال قبل را در نظر بگیریم. در این شرایط مقدار تنش کل افقی در این نقطه برابر می‌شود با:

$$\sigma_h = k_o \sigma'_v + u \quad , \quad u = \gamma_w z \Rightarrow \sigma_h = k_o (\gamma' z + q) + \gamma_w z$$

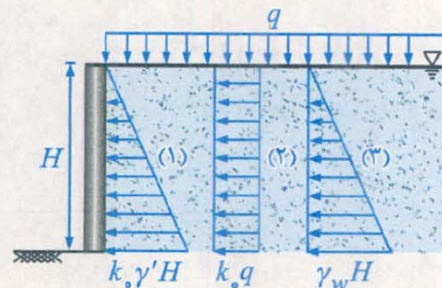
بر اساس رابطه بالا می‌توان گفت که فشار جانبی کل وارد بر دیوار حائل در حالت سکون، ناشی از سه عامل زیر است:

(۱) ناشی از تنش مؤثر در اثر وزن خاک ($k_o \gamma' z$)

(۲) ناشی از تنش مؤثر در اثر سربار ($k_o q$)

(۳) ناشی از فشار هیدرواستاتیک یا همان فشار آب حفره‌ای ($\gamma_w z$)

راه حل کلاسیک برای محاسبه نیروی وارد بر دیوار، ترسیم نمودار توزیع فشار و محاسبه حجم منشور فشار حاصل است. حال اگر نمودار توزیع فشار جانبی ناشی از عوامل فوق را ترسیم کنیم، در آن صورت برآیند نیروهای جانبی وارد بر دیوار حائل (F_h کل) برابر خواهد بود با:



$$F_h \text{ کل} = F_{h_1} + F_{h_2} + F_{h_3}$$

که در رابطه فوق F_{h_1} ، F_{h_2} و F_{h_3} ، نیروی برآیند ناشی از نمودارهای توزیع فشار (۱)، (۲) و (۳)، در شکل بالا می‌باشند.

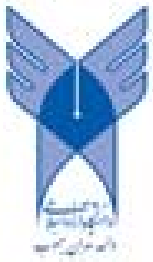
در ادامه برای محاسبه هر یک از این نیروها، حجم منشور فشار (یعنی حاصل ضرب مساحت نمودار توزیع فشار در طول دیوار در امتداد عمود بر صفحه) را بدست می‌آوریم. به عنوان مثال مقدار F_{h_1} که نیروی برآیند ناشی از

نمودار توزیع فشار (۱) می‌باشد، برابر است با:

$$F_{h_1} = \left(\frac{1}{2} \times k_o \gamma' H \times H \right) \times (L) = \frac{1}{2} k_o \gamma' H^2 L$$

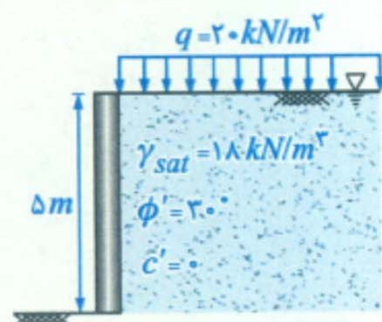
→ مساحت نمودار توزیع فشار
→ طول دیوار در امتداد عمود بر صفحه

و به همین ترتیب می‌توان مقادیر F_{h_2} و F_{h_3} را نیز بدست آورد.



مثال

تمرین ۳: در دیوار حائل شکل زیر، برآیند کل نیروهای افقی وارد بر دیوار را بدست آورید. دیوار حائل در شرایط سکون (بدون تغییر مکان جانبی) قرار دارد و طول آن در امتداد عمود بر صفحه برابر 10 m می باشد.



● **هله:** ابتدا ضریب k را تعیین می کنیم که چون نوع خاک بطور دقیق مشخص نشده است، می توان نوشت:

$$k_s = 1 - \sin \phi' = 1 - \sin 30^\circ = 0.5$$

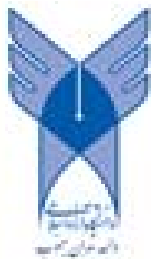
در این مسأله با توجه به اشباع بودن خاک و وجود سربار، فشار جانبی وارد بر دیوار ناشی از سه عامل به شرح زیر خواهد بود:

(۱) ناشی از تنش مؤثر در اثر وزن خاک ($k_s \gamma' z$)

(۲) ناشی از تنش به وجود آمده در اثر سربار ($k_s q$)

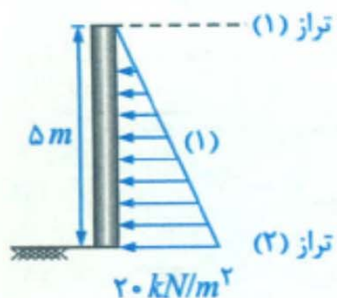
(۳) ناشی از فشار آب حفره‌ای ($u = \gamma_w z$)

حال در ادامه برای رسم نمودارهای توزیع فشار، با توجه به خطی بودن آنها کافی است تا مقادیر فشار جانبی را در نقاط بالا و پایین لایه خاک همگن (ترازهای ۱ و ۲) بدست آورده و سپس این دو مقدار را توسط یک خط به هم وصل کنیم.



مثال

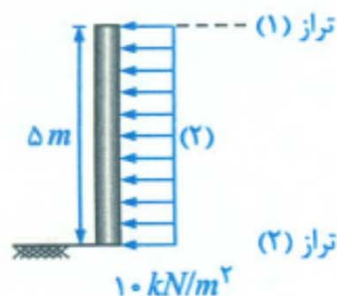
(۱) توزیع فشار ناشی از تنش مؤثر در اثر وزن خاک:



$$\Rightarrow \begin{cases} \text{تراز (۱)} \ z = 0 \Rightarrow k \cdot \gamma' z_1 = 0 \\ \text{تراز (۲)} \ z = \Delta m \Rightarrow k \cdot \gamma' z_2 = 0.15 \times (18 - 10) \times 5 = 20 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

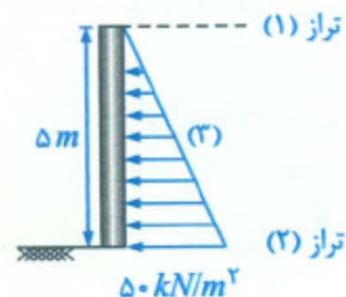
بخوانید تنش مؤثر افقی در اثر وزن خاک در تراز (۱)

(۲) توزیع فشار ناشی از سربار q :



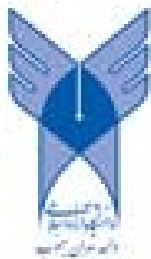
(۲) و (۱) در تراز (۲): $k \cdot q = 0.15 \times 20 = 10 \text{ kN/m}^2$

(۳) توزیع فشار ناشی از فشار آب حفره‌ای:



$$u_h = \gamma_w z \Rightarrow \begin{cases} \text{تراز (۱)} \ z_1 = 0 \Rightarrow u_1 = 0 \\ \text{تراز (۲)} \ z_2 = \Delta m \Rightarrow u_2 = 10 \times 5 = 50 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

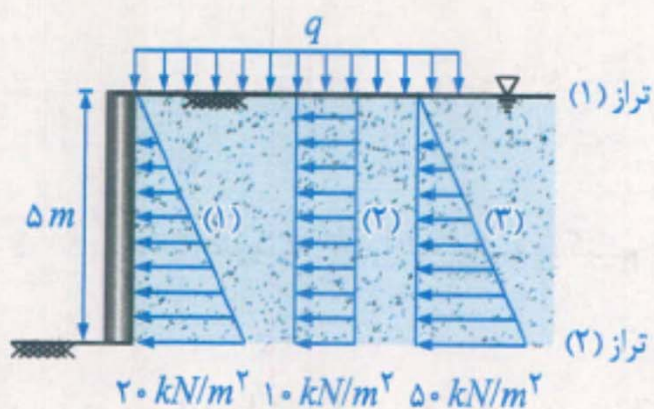
بخوانید فشار آب حفره‌ای در تراز (۱)



مثال

در نهایت نیز برای محاسبه نیروی جانبی کل وارد بر دیوار، کافی است نیروی ناشی از این توزیع فشارها را بدست آورده و با هم جمع کنیم. نیروی ناشی از هر دیاگرام توزیع فشار، برابر با سطح نمودار توزیع فشار ضرب در طول دیوار می باشد. از این رو می نویسیم:

$$\text{کل } F_h = F_{h_1} + F_{h_2} + F_{h_3}$$



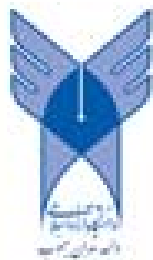
$$F_{h_1} = \frac{1}{2} \times 20 \times 5 \times 10 = 500 \text{ kN}$$

مساحت مثلث توزیع فشار →
طول عمود بر صفحه →

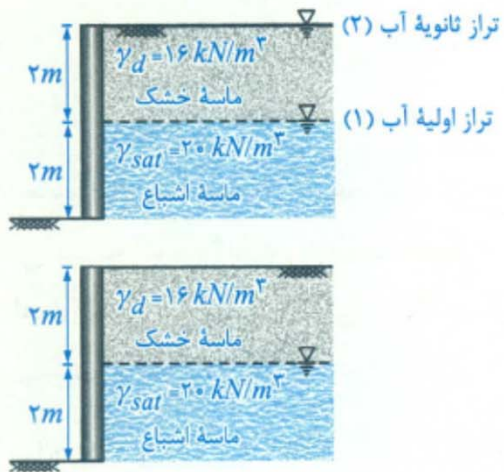
$$F_{h_2} = 10 \times 5 \times 10 = 500 \text{ kN}$$

$$F_{h_3} = \frac{1}{2} \times 50 \times 5 \times 10 = 1250 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow \text{کل } F_h = 500 + 500 + 1250 = 2250 \text{ kN}$$



مثال



تمرین ۴: در شکل مقابل، ضریب فشار جانبی خاک ثابت و برابر $k_0 = 0.5$ می‌باشد. اگر تراز آب از سطح (۱) به سطح (۲) صعود کند، نیروی جانبی وارد بر واحد طول دیوار چند برابر حالت اولیه خواهد شد؟

حل: در حالت اول، پروفیل خاک به صورت شکل مقابل بوده و غیر یکنواخت است. به همین علت براساس نکته گفته شده و با به کارگیری آن در حالت کلی، خواهیم داشت:

$$F_h = \sum (\bar{\sigma}_h \times H \times L) \quad , \quad \bar{\sigma}_h = k_0 \bar{\sigma}'_v + \bar{u}$$

مربوط به لایه (۲) →

$$F_h = [k_0 \bar{\sigma}'_v + \bar{u}](H)(L) + [k_0 \bar{\sigma}'_v + \bar{u}](H)(L)$$

مربوط به لایه (۱) →

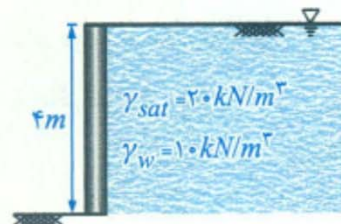
$$= [(0.5) (16 \times 1) + 0](2)(L) + [(0.5) (16 \times 2 + 10 \times 1) + 10 \times 1](2)(L) = 78L \text{ kN}$$

تنش مؤثر قائم در وسط لایه (۱) →

تنش مؤثر قائم در وسط لایه (۲) →

در لایه (۱) آب نداریم →

فشار آب حفره‌ای در وسط لایه (۲) →



حال برویم سراغ حالت دوم یعنی هنگامی که آب در تراز (۲) قرار می‌گیرد. در این شرایط مطابق شکل فقط یک لایه خاک یکنواخت و اشباع داریم که برای محاسبه نیروی وارد بر دیوار، می‌نویسیم:

$$F_h = \bar{\sigma}_h \times H \times L = [k_0 \bar{\sigma}'_v + \bar{u}](H)(L)$$

$$= [(0.5)(10 \times 2) + 10 \times 2](4)(L) = 120L \text{ kN}$$

و در نهایت نسبت خواسته شده برابر خواهد بود با:

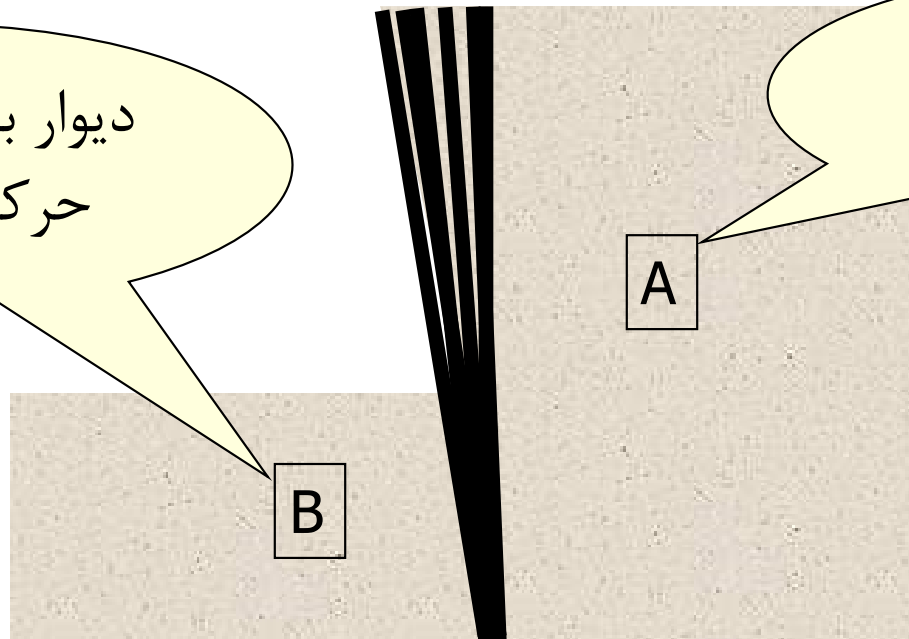
$$\frac{F_h \text{ حالت دوم}}{F_h \text{ حالت اول}} = \frac{120}{78} = 1.53$$



فشار های اکتیو و پسیو

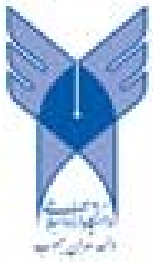
در خاک های دانه ای

دیوار به سمت خاک حرکت می کند.



دیوار از خاک دور می شود.

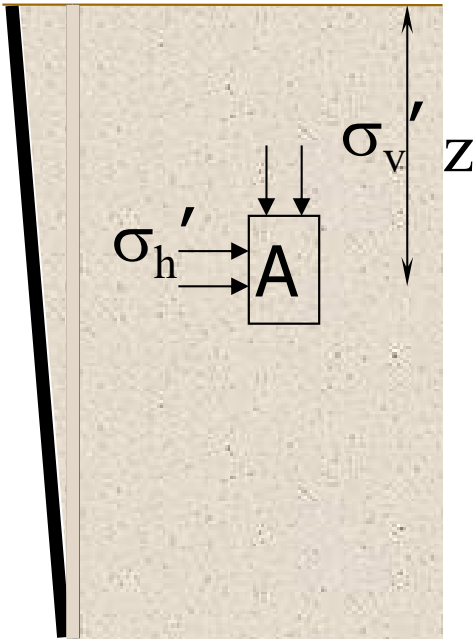
دیوار بدون اصطکاک



فشار های اکتیو

در خاک های دانه ای

با حرکت دیوار به سمت گود ...

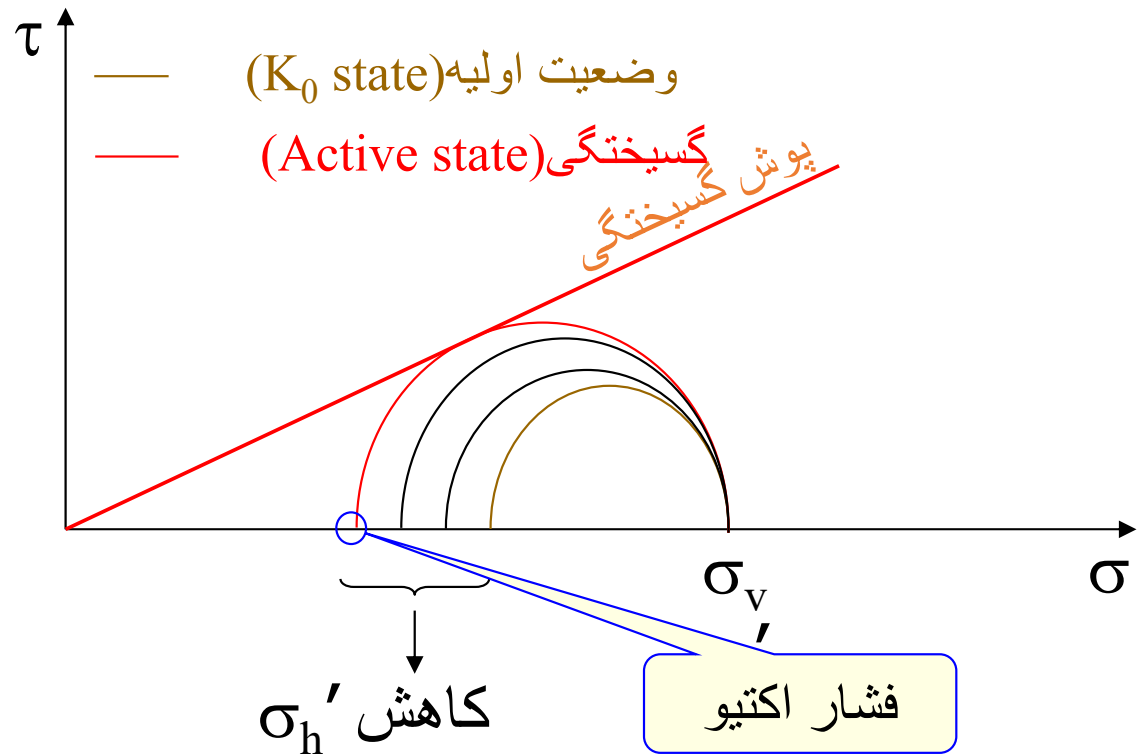


$$\sigma_v' = \gamma z$$

$$\therefore \sigma_h' = K_0 \sigma_v' = K_0 \gamma z$$

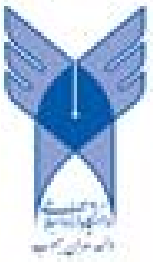
با حرکت دیوار به سمت گود

σ_v' ثابت است



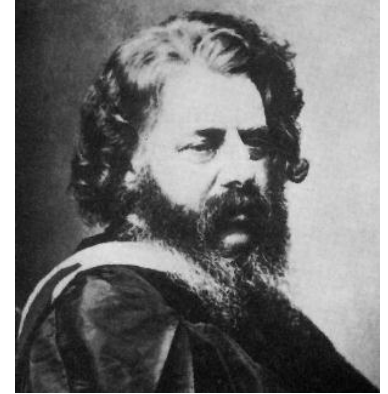
σ_h' کاهش می یابد و گسیختگی رخ می دهد

حالت اکتیو

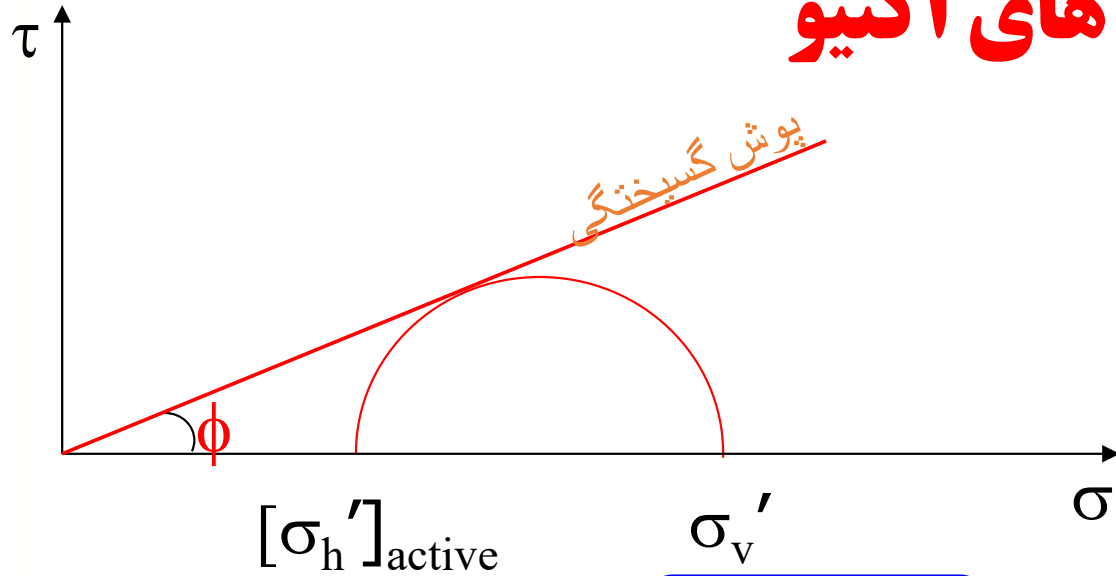


فشار های اکتیو

در خاک های دانه ای



WJM Rankine
(1820-1872)

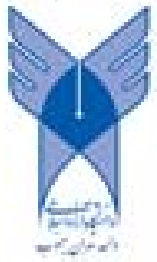
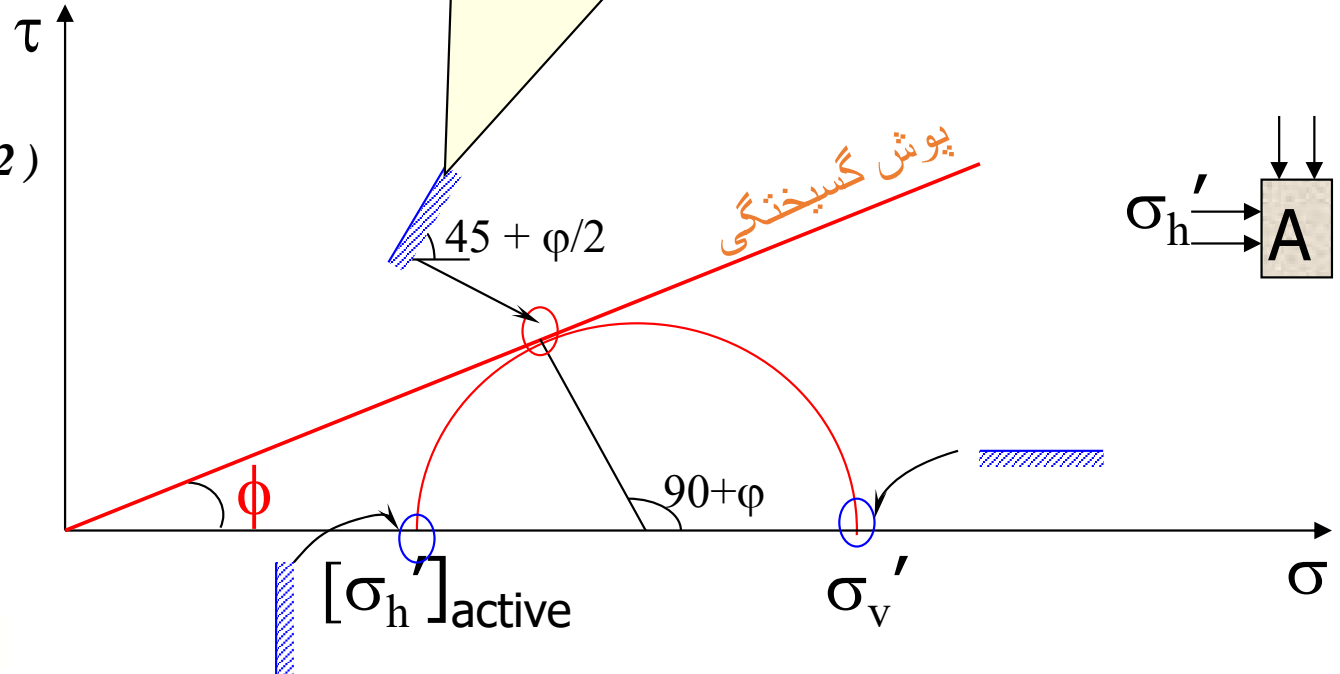


$$[\sigma_h']_{active} = K_a \sigma_v'$$

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2(45 - \phi/2)$$

ضریب فشار
اکتیو رانکین

زاویه میل سطوح گسیختگی نسبت
به افق = $45 + \phi/2$

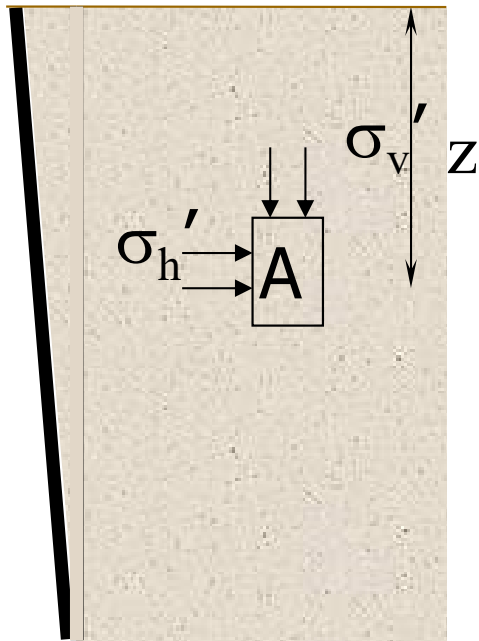


فشار های اکتیو

در خاک های **دانه ای**

با حرکت دیوار به سمت گود . . .

σ_h' تا زمانی که گسیختگی رخ دهد، کاهش می یابد



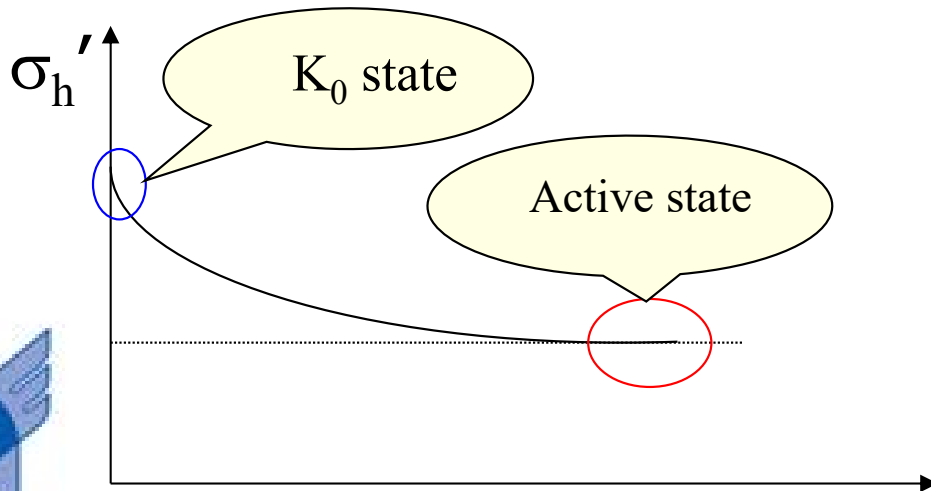
در خاک های **چسبنده**

همه چیز مثل خاک های دانه ای

است و فقط $C \neq 0$ است

$$[\sigma_h']_{active} = K_a \sigma_v' - 2c \sqrt{K_a}$$

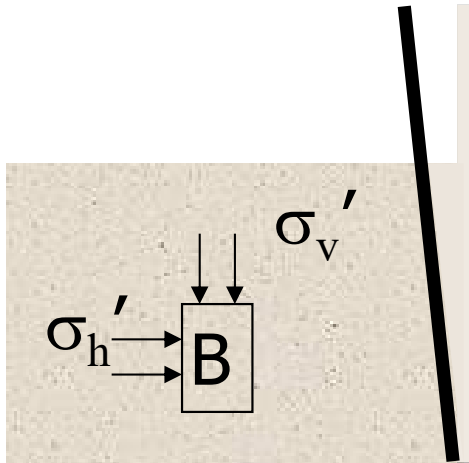
$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 (45 - \phi / 2)$$



حرکت دیوار

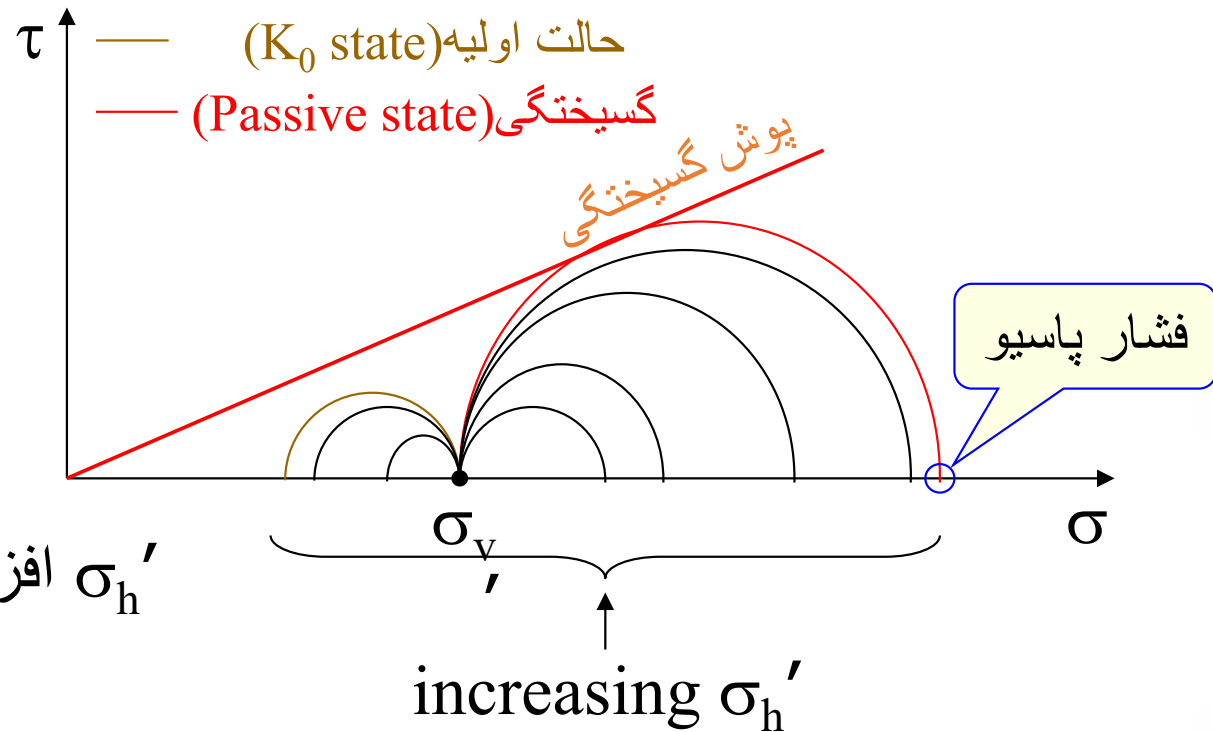


فشار های پاسیو



در خاک های دانه ای

با حرکت دیوار به سمت خاک . . .

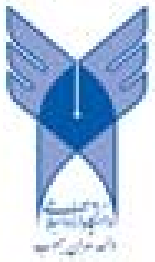


در ابتدا خاک در حالت سکون است
با حرکت دیوار به سمت خاک . . .

σ_v' ثابت است

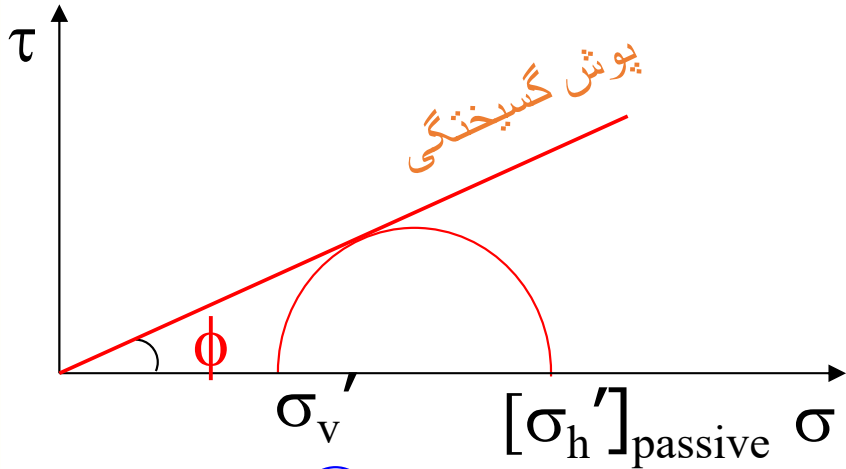
σ_h' افزایش می یابد و گسیختگی رخ می دهد

حالت پاسیو



فشار های پاسیو

در خاک های دانه ای

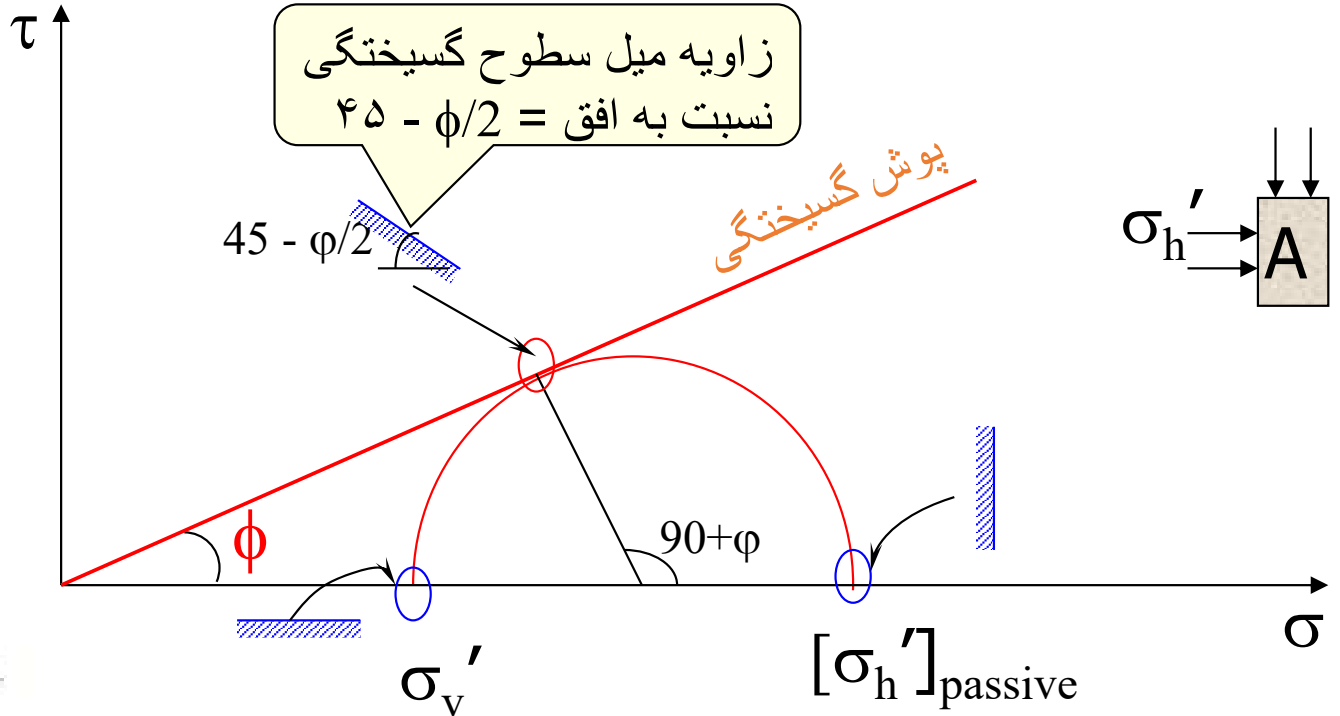


پوش گسیختگی

$$[\sigma_h']_{passive} = K_p \sigma_v'$$

ضریب فشار پاسیو رانکین

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan^2(45 + \phi/2)$$

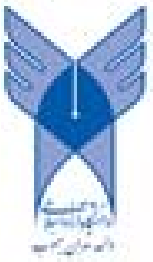


زاویه میل سطوح گسیختگی نسبت به افق = $45 - \phi/2$

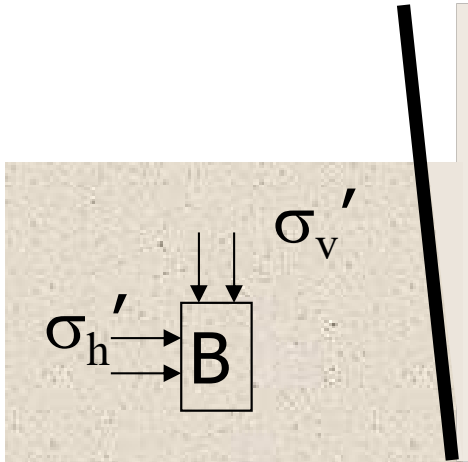
پوش گسیختگی

$45 - \phi/2$

$90 + \phi$



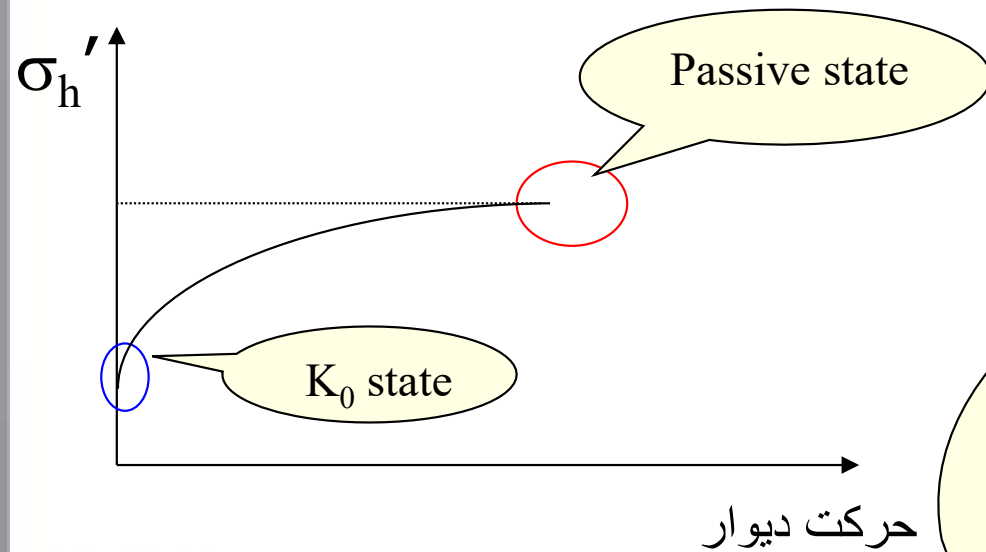
فشار های پاسیو



در خاک های دانه ای

با حرکت دیوار به سمت خاک . . .

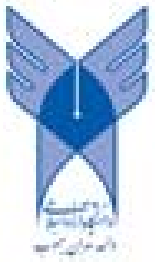
σ_h' افزایش می یابد و گسیختگی رخ می دهد



در خاک های چسبنده

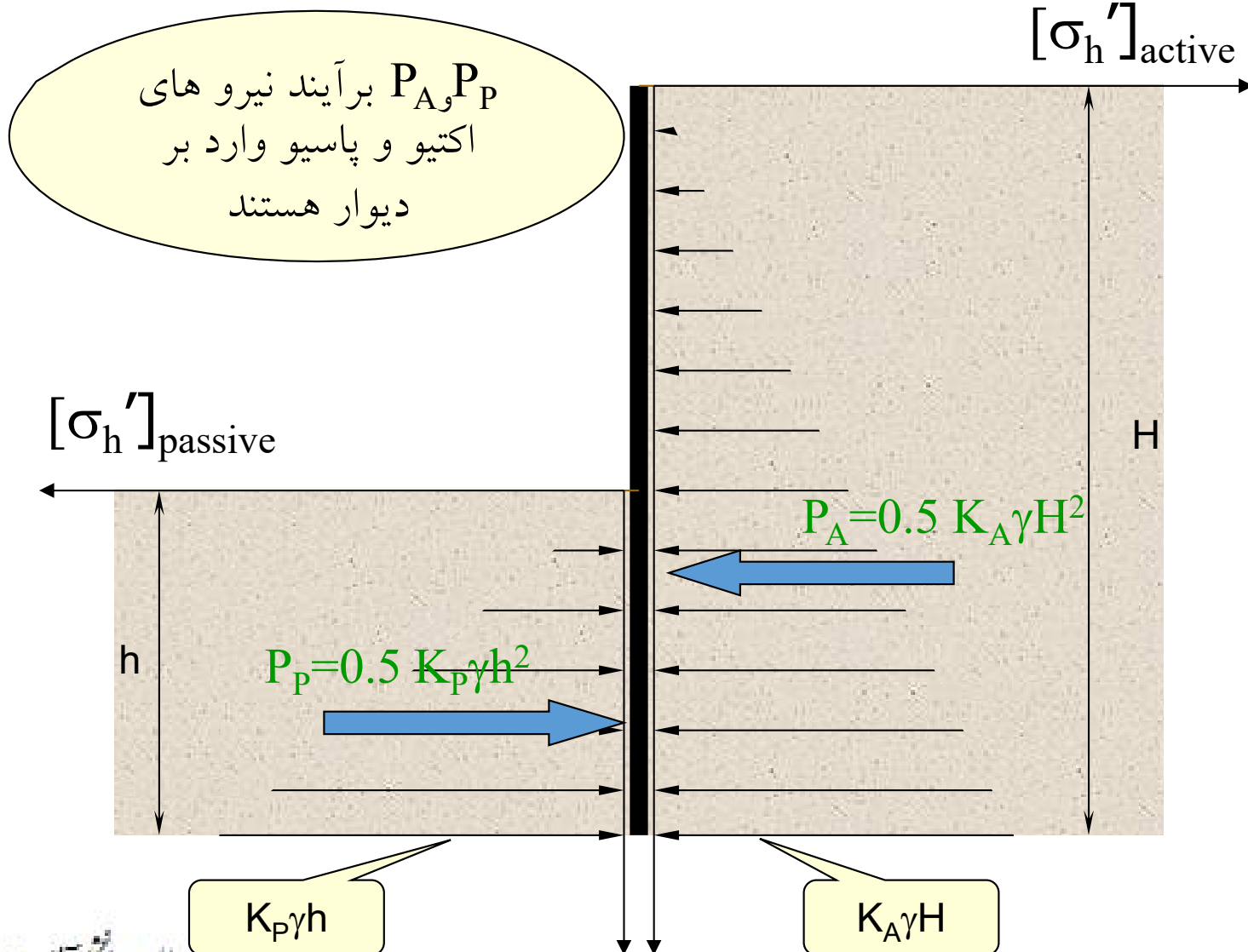
همه چیز مثل خاک های دانه ای است و فقط $C \neq 0$ است

$$[\sigma_h']_{passive} = K_P \sigma_v' + 2c \sqrt{K_P}$$



توزیع فشار های جانبی

در خاک های دانه ای



مقادیر حرکت برای بسیج نیروهای اکتیو و پاسیو

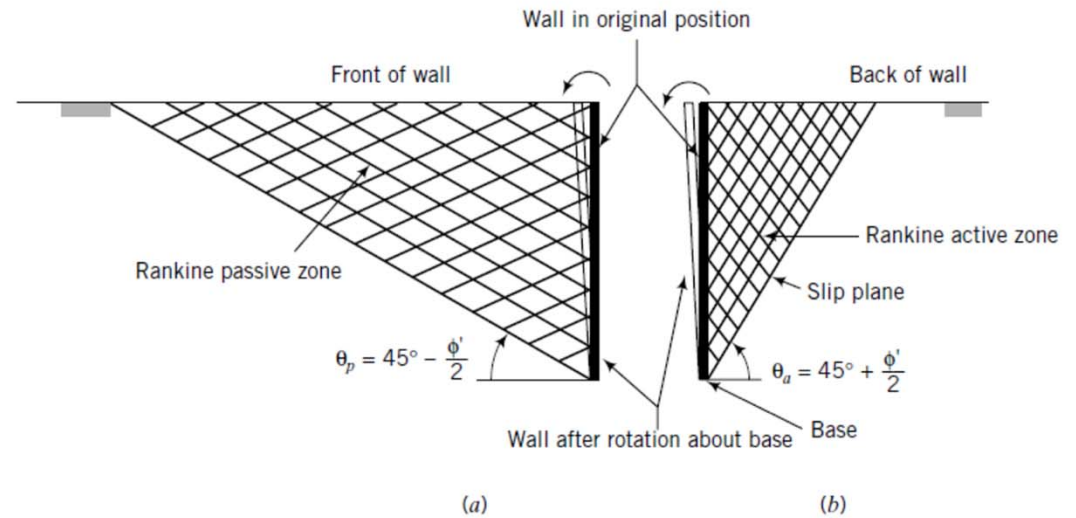
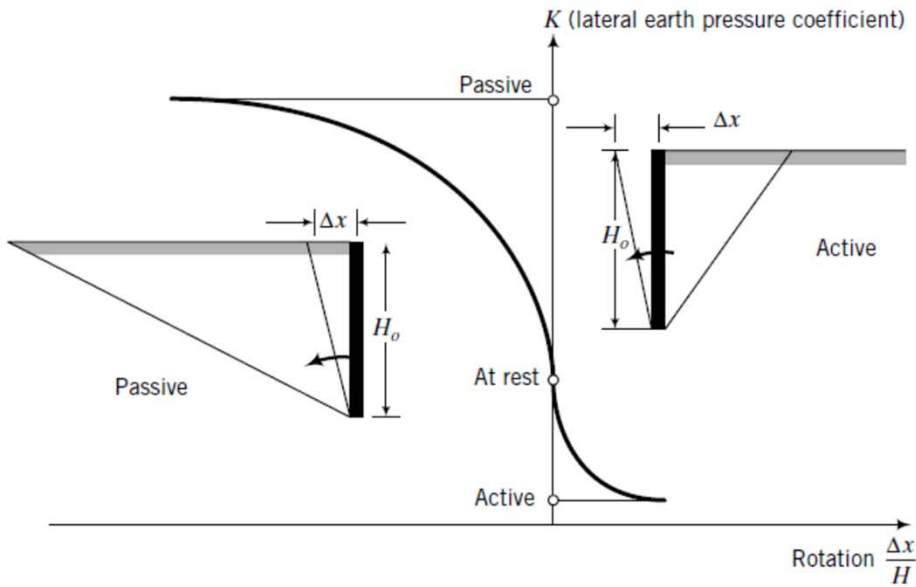


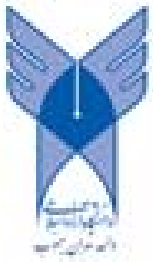
FIGURE 15.4 Slip planes within a soil mass near a retaining wall.

Retained soil	Stress state	Approximate displacement, Δx
Coarse-grained	Active	$0.001H_o$, (T, R)
	Passive	$0.05H_o$, (T) $> 0.1H_o$, (R)
Fine-grained	Active	$0.004H_o$, (T, R)
	Passive	unknown

T = translation, R = rotation

مقادیر حرکت دیوار برای بسیج کامل نیروهای اکتیو و پاسیو:

0.001H	Active	SAND
0.05H - 0.1H	Passive	
		CLAY
0.004H	Active	Normally Consolidated
large	Passive	
0.025H	Active	Over-Consolidated
0.025H	Passive	

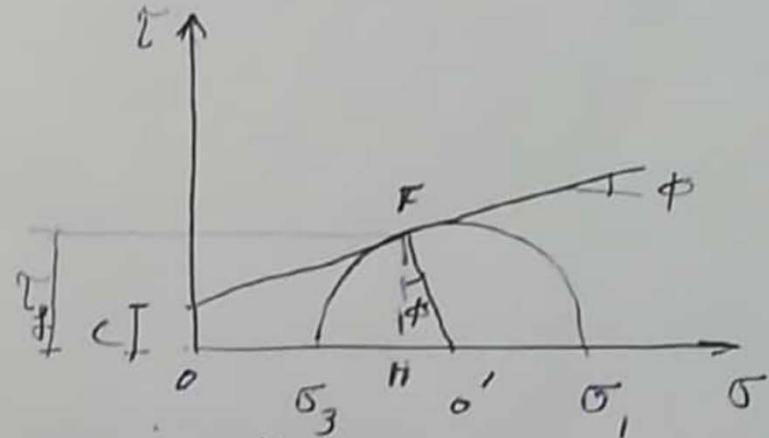


گسیختگی اکتیو و پاسیو از نگاه تئوری شکست موهر-کولمب

$$\tau_f = \sigma \tan \phi + c$$

$$\tau_f = F \tan \phi \Rightarrow \phi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos \phi$$

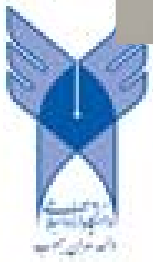
$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin \phi$$



$$\Rightarrow \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos \phi = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \sin \phi - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin^2 \phi + c \cos \phi$$

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \sin \phi + c \cos \phi$$

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_1 \sin \phi + \sigma_3 \sin \phi + 2c \cos \phi$$



گسیختگی اکتیو و پاسیو از نگاه تئوری شکست موهر-کولمب

$$\sigma_1 (1 - \sin \phi) = \sigma_3 (1 + \sin \phi) + 2c \cos \phi$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 \frac{(1 + \sin \phi)}{1 - \sin \phi} + \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi} \rightarrow \sqrt{1 - \sin^2 \phi}$$

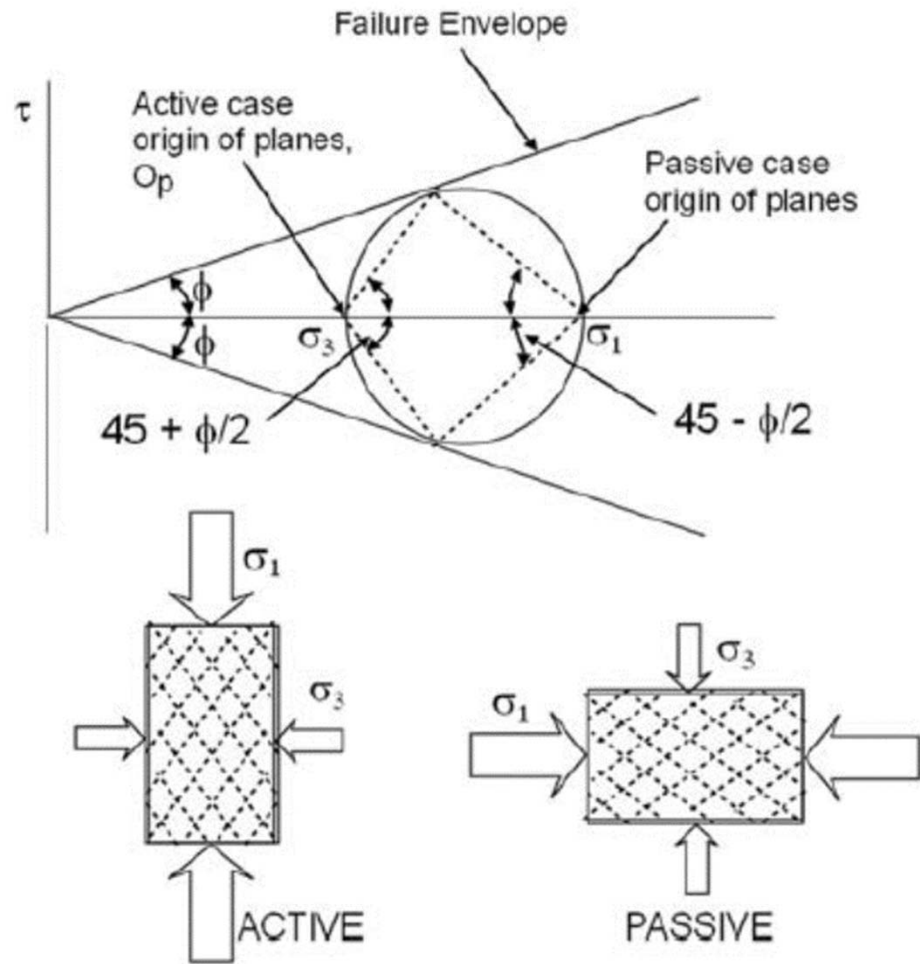
$$\sigma_1 = \sigma_3 k_p + 2c \sqrt{k_p}$$

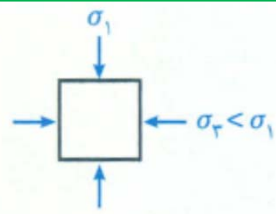
$$\sigma_3 = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \sigma_1 - 2c \frac{\cos \phi}{1 + \sin \phi} \rightarrow \sqrt{1 - \sin^2 \phi}$$

$$\sigma_3 = k_a \sigma_1 - 2c \sqrt{k_a}$$



گسیختگی اکتیو و پاسیو از نگاه تئوری شکست موهر-کولمب





$$\sigma_{\text{کوچکتر}} = \sigma_{\text{بزرگتر}} \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) - 2c \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$\sigma_p = \sigma_1 \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) - 2c \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$$

EXAMPLE 9.13 *Lateral Stress During Soil Consolidation in the Lab*

A soil was consolidated in an oedometer to a vertical stress of 100 kPa and then unloaded incrementally to 50 kPa. The excess porewater pressure is zero. If the frictional soil constant ϕ'_{cs} is 25° , determine the lateral stress.

Strategy The soil in this case becomes overconsolidated—the past maximum vertical effective stress is 100 kPa and the current effective stress is 50 kPa. You need to find K_o^{nc} and then K_o^{oc} using the OCR of your soil. (See Section 7.10.)

Solution 9.13

Step 1: Calculate K_o^{nc} .

$$\text{Equation (7.51):} \quad K_o^{nc} = 1 - \sin \phi'_{cs} = 1 - \sin 25 = 0.58$$

Step 2: Calculate OCR.

$$\text{OCR} = \frac{\sigma'_{zc}}{\sigma'_{zo}} = \frac{100}{50} = 2$$

Step 3: Calculate K_o^{oc} .

$$\text{Equation (7.52):} \quad K_o^{oc} = K_o^{nc}(\text{OCR})^{1/2} = 0.58(2)^{1/2} = 0.82$$

Step 4: Calculate the lateral effective stress.

$$\sigma'_x = K_o^{oc} \sigma'_{zo} = 0.82 \times 50 = 41 \text{ kPa}$$

Step 5: Calculate the lateral total stress.

$$\sigma_x = \sigma'_x + \Delta u = 41 + 0 = 41 \text{ kPa}$$



تئوری فشار جانبی رانکین

$$[\sigma_h']_{active} = K_A \sigma_v' - 2c\sqrt{K_A}$$

$$[\sigma_h']_{passive} = K_P \sigma_v' + 2c\sqrt{K_P}$$

◆ فقط برای دیوار قائم مناسب است

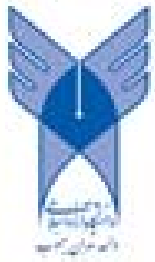
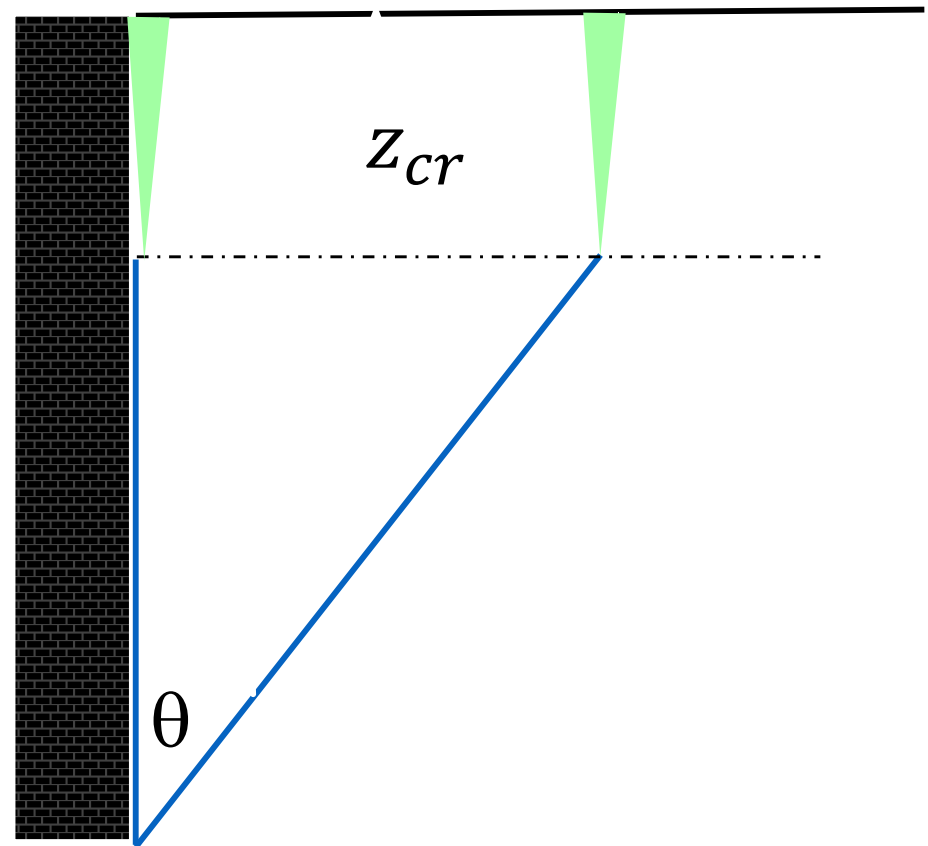
◆ دیواره بدون اصطکاک فرض می شود

عمق ترک کششی

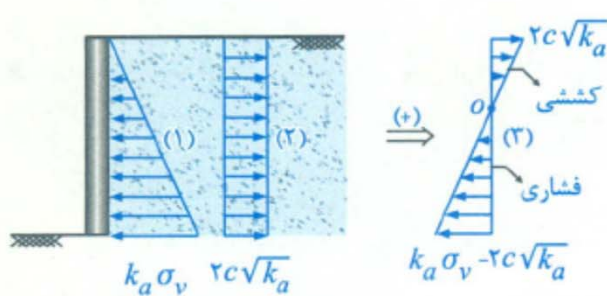
$$\sigma_h' = 0 \Rightarrow K_a \gamma' z_{cr} - 2c\sqrt{K_a} = 0$$

$$z_{cr} = \frac{2c}{\gamma' \sqrt{K_a}}$$

H



عمق ترک کششی



یک دیوار حائل را مطابق شکل مقابل در نظر بگیرید که تحت فشارهای جانبی محرک σ_a قرار گرفته است. در این شکل، تأثیر هر یک از قسمت‌های σ_a بصورت نمودارهای جداگانه (۱) و (۲) نشان داده شده‌اند که برآیند این دو نمودار نیز به شکل نمودار (۳) می‌باشد.

همانطور که ملاحظه می‌کنید، در بالای نقطه O تنش‌های خالص افقی وارد بر دیواره (و نیز خاک پشت آن)، به صورت کششی می‌باشند. به همین خاطر در ناحیه مذکور، یک سری ترک کششی ایجاد می‌شود که باعث می‌شوند تا خاک در این ناحیه از دیواره جدا شود. ترک‌های کششی تا نقطه O در خاک پیش می‌روند و عمق آنها که با z_{cr} نمایش داده می‌شود، در واقع عمقی است که به ازاء آن تنش خالص افقی (σ_a) صفر می‌گردد. از این رو می‌توان نوشت:

$$\begin{cases} \sigma_a = k_a \sigma_v - 2c\sqrt{k_a} = k_a \gamma z - 2c\sqrt{k_a} \\ z = z_{cr} \Rightarrow \sigma_a = 0 \end{cases} \Rightarrow k_a \gamma z_{cr} - 2c\sqrt{k_a} = 0 \Rightarrow z_{cr} = \frac{2c}{\gamma\sqrt{k_a}}$$

اگر یک سربار با شدت q نیز روی سطح وسیعی از خاک وجود داشته باشد، در آن صورت تنش قائم خاک افزایش یافته و می‌توان نوشت:

$$\sigma_a = k_a \gamma z + k_a q - 2c\sqrt{k_a}$$

$$z_{cr} \text{ برای محاسبه } \sigma_a = 0 \Rightarrow k_a \gamma z_{cr} + k_a q - 2c\sqrt{k_a} = 0 \Rightarrow z_{cr} = \frac{2c}{\gamma\sqrt{k_a}} - \frac{q}{\gamma}$$

بنابراین با افزایش q ، می‌توان z_{cr} را کاهش داد و در واقع اعمال سربار q می‌تواند روشی برای از بین بردن پدیده ترک کششی باشد.



عمق ترک کششی در حالت حضور آب

به هنگام حضور آب در خاک، سه حالت برای وقوع ترک کششی به شرح زیر مطرح می‌شوند:

الف) خاک اشباع باشد و تنش مؤثر حاکم گردد.

در این شرایط کفایت در محاسبه ترک کششی به جای c و γ از c' و γ' استفاده کرده و k_a را نیز بر مبنای ϕ' به دست آوریم:

$$z_{cr} = \frac{\gamma c'}{\gamma' \sqrt{k_a}} - \frac{q}{\gamma'}$$

ب) خاک اشباع باشد و شرایط $\phi = 0$ (خاک رس اشباع در شرایط زهکشی نشده) برقرار شود.

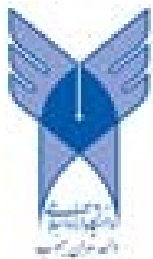
در اینجا نیز برای محاسبه z_{cr} ، مشابه با حالت‌های قبل، σ_a را مساوی صفر قرار داده و با توجه به شرایط زهکشی نشده خاک رس (کوتاه مدت) و حاکمیت تنش کل خواهیم داشت:

$$\begin{cases} \sigma_a = \sigma_v k_a - \gamma c \sqrt{k_a} = 0 \\ \sigma_v = \gamma_{sat} z_{cr} + q \\ k_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - 0}{1 + 0} = 1 \\ c = c_u \end{cases} \Rightarrow z_{cr} = \frac{\gamma c_u}{\gamma_{sat}} - \frac{q}{\gamma_{sat}}$$

ج) در حالت اشباع و شرایط $\phi = 0$ ، ترک‌های کششی از آب پر شوند.

در این حالت فشار هیدرواستاتیک ناشی از پر شدن ترک‌ها باعث سبک شدن خاک می‌گردد و ما بایستی در رابطه محاسبه z_{cr} از وزن مخصوص غوطه‌وری (γ') استفاده کنیم:

$$z_{cr} = \frac{\gamma c_u}{\gamma'} - \frac{q}{\gamma'}$$



مثال

تمرین ۳: در خاکریز رسی پشت یک دیوار حائل با ارتفاع زیاد، ترک کششی (*Tension Crack*) اتفاق افتاده است.

الف) با توجه به مشخصات خاکریز عمق این ترک بر حسب متر چقدر است؟
 ب) اگر به علت بارش‌های جوی در خاک پشت دیواره ترک کششی از آب پر شود، عمق ترک حدود چند متر افزایش می‌یابد؟

مشخصات خاکریز: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_{sat} = 22 \text{ kN/m}^3$, $s_u = 80 \text{ kPa}$, $\phi_u = 0$, $\gamma_{\text{آب}} = 10 \text{ kN/m}^3$

- (۱) الف) ۴/۰، ب) ۳/۰
 (۲) الف) ۴/۰، ب) ۵/۰
 (۳) الف) ۸/۰، ب) ۳/۰
 (۴) الف) ۸/۰، ب) ۵/۰

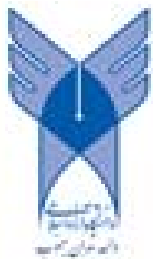
● **هله:** عمق ترک کششی در حالت (الف) براساس وضعیت زهکشی نشده خاک رس (کوتاه مدت) و شرایط حاکمیت تنش کل محاسبه می‌شود، بنابراین با استفاده از رابطه محاسبه عمق ترک کششی در این حالت، خواهیم داشت:

$$z_{cr} = \frac{2c_u}{\gamma_{sat}} - \frac{q}{\gamma_{sat}} \approx \frac{2c_u}{\gamma} = \frac{2 \times 80}{20} = 8 \text{ m}$$

(c_u همان s_u است و مقاومت برشی زهکشی نشده خاک می‌باشد).
 اما در حالت (ب) و به هنگام پر آب شدن ترک کششی، اگرچه باز هم وضعیت کوتاه مدت حاکم است ولی توده خاک در اثر فشار هیدرواستاتیک آب در ترک‌ها، سبک شده و γ_{sat} در رابطه بالا به γ' تبدیل می‌شود. در این حالت عمق ترک کششی برابر می‌شود با:

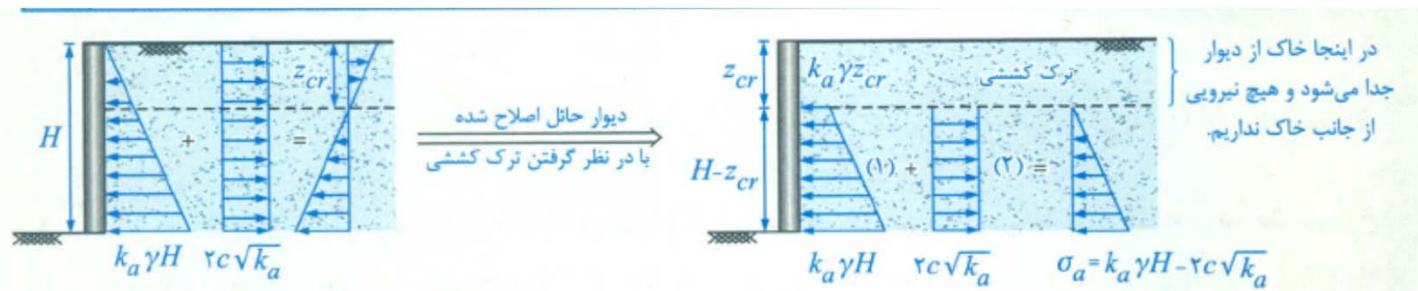
$$z_{cr} = \frac{2c_u}{\gamma'} = \frac{2 \times 80}{22 - 10} = 13.3 \text{ m}$$

یعنی عمق ترک کششی نسبت به حالت (الف) حدوداً ۵ متر ($13.3 - 8 = 5.3$) افزایش می‌یابد و گزینه (۴) پاسخ صحیح این تست است.



محاسبه نیروی اکتیو با حضور آب

اگر در خاک پشت دیوار ترک کششی رخ دهد، در آن صورت در ناحیه کششی، دیوار از خاک جدا شده و مثل این است که در این ناحیه، هیچ عامل فشاری یا کششی از سوی خاک وجود ندارد. بنابراین برای محاسبه نیروهای وارد بر دیوار، از فشار جانبی لایه خاک در بالای ترک کششی، کاملاً صرف نظر می شود ولی وزن خاک در این ناحیه، به صورت یک سربار باعث افزایش تنش قائم و در نتیجه افزایش فشار محرک در ناحیه فشاری (که ترک نداریم) می گردد. برای درک بهتر این موضوع به شکل صفحه بعد توجه کنید:



حال می توانیم با کمک نمودار توزیع فشار محرک در حالت اصلاح شده، مقدار نیروی محرک F_a را از محاسبه سطح زیر این نمودار به صورت زیر بیابیم:

ترک کششی

$$F_a = \frac{1}{2} (k_a \sigma_v - c \sqrt{k_a}) (H - z_{cr}) \times L$$

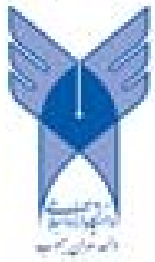
طول دیوار

$$k_a \sigma_v = k_a \gamma H$$

$$z_{cr} = \frac{c}{\gamma \sqrt{k_a}}$$

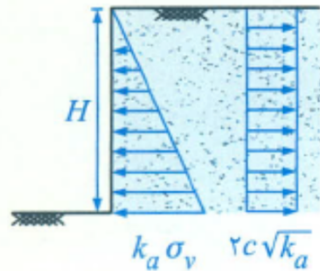
$$\Rightarrow F_a = \frac{1}{2} (k_a \gamma H - c \sqrt{k_a}) (H - z_{cr}) \times L = \frac{1}{2} \gamma k_a \left(H - \frac{c}{\gamma \sqrt{k_a}} \right) (H - z_{cr}) \times L$$

$$\Rightarrow F_a = \frac{1}{2} \gamma k_a (H - z_{cr})^2 L$$



عمق بحرانی

یک دیوارهٔ خاکی را مطابق شکل زیر در نظر گرفته و با نوشتن رابطهٔ تعادل نیروها در امتداد افق ($\sum F_x = 0$) خواهیم داشت:



$$\sum F_x = 0 \Rightarrow \frac{1}{2} k_a \sigma_v \times H \times L = 2c \sqrt{k_a} \times H \times L$$

$$\xrightarrow{\sigma_v = \gamma H} k_a \gamma H = 2c \sqrt{k_a} \Rightarrow H = \frac{2c}{\gamma \sqrt{k_a}}$$

ارتفاع H در رابطه بالا، عمق بحرانی گودبرداری نامیده می‌شود که از این به بعد آن را با H_{cr} نشان می‌دهیم. بسته به ارتفاع گودبرداری موردنظر در مقایسه با H_{cr} ، حالت‌های زیر اتفاق می‌افتند:

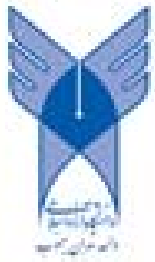
- $H < H_{cr} \Rightarrow$ دیواره خاکی پایدار می‌باشد
- $H = H_{cr} \Rightarrow$ دیوار خاکی در آستانه ریزش است
- $H > H_{cr} \Rightarrow$ دیواره خاکی ناپایدار بوده و فرو می‌ریزد

از آنجائی که در عمل، امکان کاهش پارامترهای مقاومت برشی خاک و در نتیجه تضعیف خاک وجود دارد، بنابراین اجرای گود با شرایط $H = H_{cr}$ منطقی به نظر نمی‌رسد و خطرپذیری بالایی دارد. از این رو در مقاصد عملی با تقسیم عمق بحرانی به ضریب اطمینان، عمق ایمن گودبرداری را تعیین می‌کنیم که به آن عمق مجاز گودبرداری نیز گفته می‌شود.

$$H_{all} = \frac{H_{cr}}{FS} = \frac{2c}{FS \gamma \sqrt{k_a}}$$

تذکر: چنانچه یک سربار با شدت q روی سطح خاک قرار بگیرد، در آن صورت عمق پایدار گود، کاهش یافته و از رابطهٔ زیر محاسبه می‌شود:

$$H_{cr} = \frac{2c}{\gamma \sqrt{k_a}} - \frac{2q}{\gamma}$$



رابطه عمق بحرانی و ترک کششی

$$\begin{cases} z_{cr} = \frac{\gamma c}{\gamma \sqrt{k_a}} - \frac{q}{\gamma} \\ H_{cr} = \frac{\gamma c}{\gamma \sqrt{k_a}} - \frac{\gamma q}{\gamma} \end{cases}$$

تذکر: برای محاسبه عمق بحرانی گودبرداری در حالت خاک اشباع، کافی است تا عمق ترک کششی را از روابط خوانده شده قبلی (در بحث خاک اشباع) محاسبه کرده و در نهایت عمق بحرانی گودبرداری را به صورت زیر به دست آوریم:

$$H_{cr} = \gamma z_{cr}$$

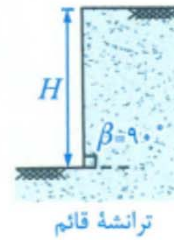
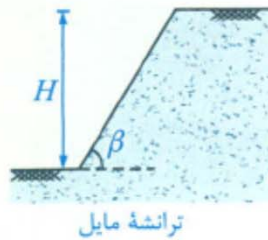
به عنوان مثال در خاک اشباع و شرایط زهکشی شده (خاک رس در درازمدت)، داریم:

$$H_{cr} = \gamma z_{cr} = \frac{\gamma c'}{\gamma' \sqrt{k_a}} - \frac{\gamma q}{\gamma'}$$



عدد پایداری گود

شیروانی‌های خاکی شکل زیر را در نظر بگیرید. یکی از راه‌های بررسی پایداری این شیروانی‌ها (که به آنها ترانشه نیز می‌گوییم) استفاده از پارامتری به نام عدد پایداری می‌باشد. این پارامتر که آن را با m یا N_s نشان می‌دهند، بصورت زیر تعریف می‌شود:



$$N_s = \frac{c}{\gamma H}$$

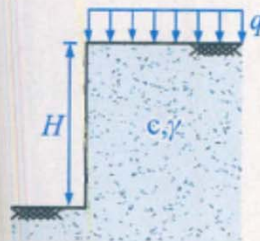


$$N_s = \frac{c}{FS\gamma H}$$

به این ترتیب می‌توان با کمک رابطه فوق، برای گودبرداری‌های موجود، عدد پایداری آنها (موجود N_s) را بدست آورد. از طرفی با توجه به خصوصیات خاک و نیز هندسه ترانشه‌ها، یک سری عدد پایداری مجاز (N_s مجاز) نیز برای ترانشه مشخص می‌شود. این N_s مجاز معمولاً بصورت نمودارهایی ارائه شده و یا مقدار آن در مسئله داده می‌شود. با محاسبه N_s موجود برای یک ترانشه و نیز مشخص بودن N_s مجاز می‌توان به صورت زیر، وضعیت پایداری ترانشه را مشخص کرد:

$$\begin{cases} N_{s \text{ موجود}} \geq N_{s \text{ مجاز}} \Rightarrow \text{ترانشه پایدار است.} \\ N_{s \text{ موجود}} < N_{s \text{ مجاز}} \Rightarrow \text{ترانشه ناپایدار است.} \end{cases}$$

تذکره ۱: در صورتیکه سربار q نیز در بالای ترانشه اعمال شود، برای محاسبه عدد پایداری ترانشه کافی است جمله γH را که در مخرج رابطه N_s قرار دارد، به $\gamma H + q$ تبدیل نماییم.



$$N_{s \text{ موجود}} = \frac{c}{FS(\gamma H + q)}$$

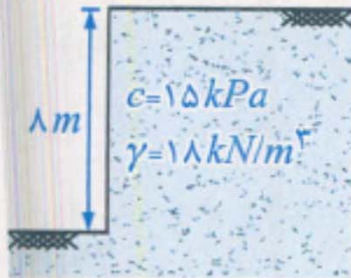


عدد پایداری گود

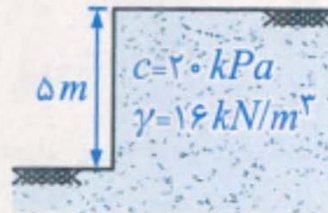


تمرین ۳: در ترانشه‌های شکل زیر، با در نظر گرفتن ضریب اطمینان $FS = 1/25$ ، کدام گزینه صحیح است؟

$$(N_s \text{ مجاز} = 0/2)$$



شکل (۱)



شکل (۲)

(۱) هر دو ترانشه ناپایدارند.

(۲) ترانشه شکل (۱) پایدار و شکل (۲) ناپایدار است.

(۳) هر دو ترانشه ناپایدارند.

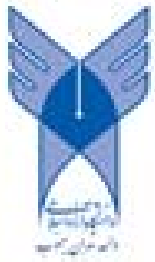
(۴) ترانشه شکل (۱) ناپایدار و شکل (۲) پایدار است.

● حل: برای حل این تست، موجود N_s هر ترانشه را می‌یابیم و آن را با مجاز N_s داده شده مقایسه می‌کنیم.

$$N_{s \text{ موجود}} = \frac{c_1}{FS \gamma_1 H_1} = \frac{15}{1/25 \times 18 \times 8} = \frac{1}{12} < N_s \text{ مجاز} = 0/2 \Rightarrow \text{شکل (۱) ناپایدار است.}$$

$$N_{s \text{ موجود}} = \frac{c_2}{FS \gamma_2 H_2} = \frac{20}{1/25 \times 16 \times 5} = 0/2 = N_s \text{ مجاز} \Rightarrow \text{شکل (۲) پایدار است.}$$

بنابراین گزینه (۴) پاسخ صحیح این تست می‌باشد.



LATERAL EARTH PRESSURES FOR A TOTAL STRESS ANALYSIS – Active Case

$$P \cos \theta + T - W \sin \theta = 0$$

$$W = \frac{1}{2} \gamma H_o^2 \cot \theta$$

$$T = s_u L = s_u (H_o / \sin \theta)$$

$$P = \frac{1}{2} \gamma H_o^2 - \frac{s_u H_o}{\sin \theta \cos \theta} = \frac{1}{2} \gamma H_o^2 - \frac{2s_u H_o}{\sin 2\theta}$$

$$\frac{dP}{d\theta} = 4s_u H_o \cot 2\theta \csc 2\theta = 0 \rightarrow \theta = \theta_a = 45^\circ$$

$$P = P_a = \frac{1}{2} \gamma H_o^2 - 2s_u H_o$$

If we assume a uniform distribution of stresses on the slip plane, then the active lateral stress is

$$(\sigma_x)_a = \gamma z - 2s_u \quad (\sigma_x)_a = 0 \rightarrow z = z_{cr} = \frac{2s_u}{\gamma}$$

If the tension crack is filled with water, the critical depth can extend to

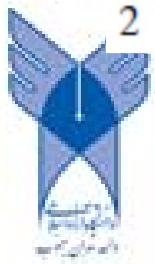
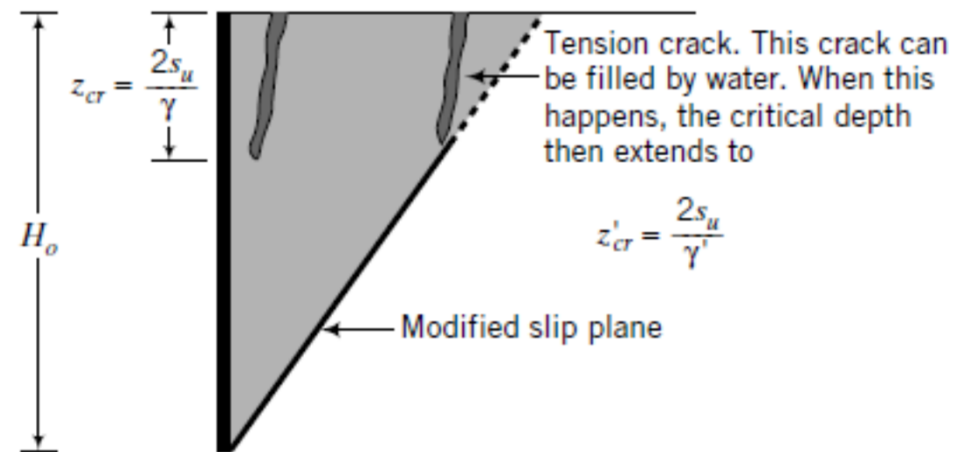
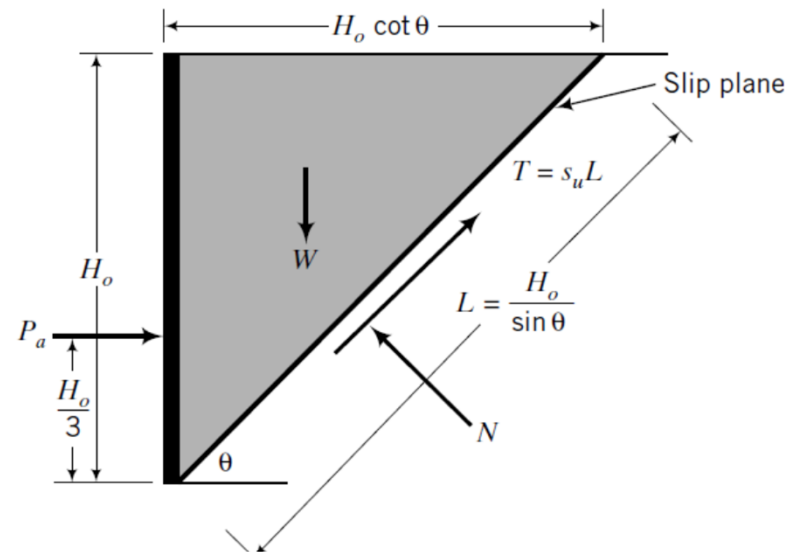
$$z'_{cr} = \frac{2s_u}{\gamma'}$$

For an unsupported excavation, the active lateral force is also zero

$$\frac{1}{2} \gamma H_o^2 - 2s_u H_o = 0 \rightarrow H_o = H_{cr} = \frac{4s_u}{\gamma}$$

If the excavation is filled with water, then

$$H'_{cr} = \frac{4s_u}{\gamma'}$$



$$\frac{3.6s_u}{\gamma} \leq H_{cr} \leq \frac{3.8s_u}{\gamma}$$

Design Values

$$\frac{3.6s_u}{\gamma'} \leq H'_{cr} \leq \frac{3.8s_u}{\gamma'}$$

LATERAL EARTH PRESSURES FOR A TOTAL STRESS ANALYSIS – Passive Case

The passive lateral earth force for a total stress analysis, following a procedure similar to that for the active state above, can be written as

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H_o^2 + 2s_u H_o$$

the passive lateral pressure is

$$(\sigma_x)_p = \gamma z + 2s_u$$

For the undrained condition

$$(\sigma_x)_a = \sigma_z - K_{au} s_u$$

$$(\sigma_x)_p = \sigma_z + K_{pu} s_u$$

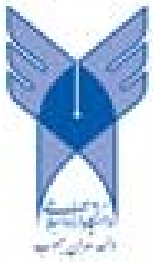
where K_{au} and K_{pu} are the undrained active and passive lateral earth pressure coefficients. In our case, for a smooth wall supporting a soil mass with a horizontal surface, $K_{au} = K_{pu} = 2$.

Walls that are embedded in fine-grained soils may be subjected to an adhesive stress (s_w) at the wall face. The adhesive stress is analogous to a wall–soil interface friction for an effective stress analysis. The undrained lateral earth pressure coefficients are modified to account for adhesive stress as

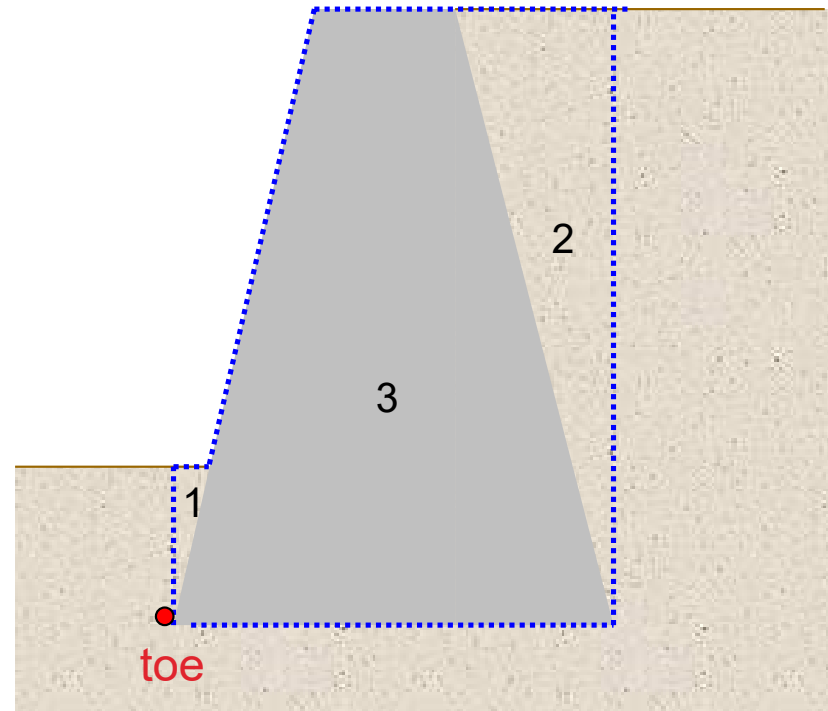
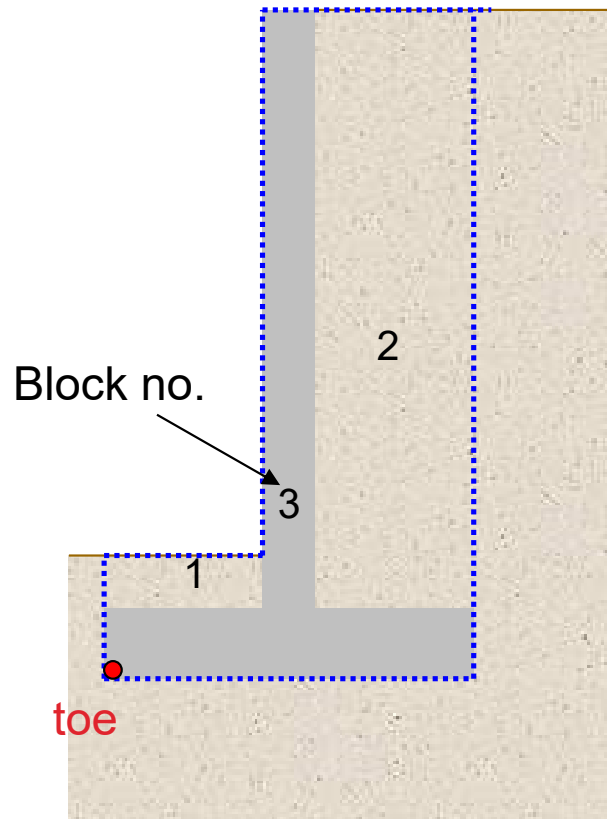
$$K_{au} = K_{pu} = 2 \sqrt{1 + \frac{s_w}{s_u}}$$

THE ESSENTIAL POINTS ARE:

1. Lateral earth pressures for a total stress analysis are found using apparent lateral earth pressure coefficients K_{au} and K_{pu} . These coefficients are applied to the undrained shear strength. For smooth, vertical walls, $K_{au} = K_{pu} = 2$.
2. Tension cracks of theoretical depth $2s_u/\gamma$, or $2s_u/\gamma'$ if water fills the tension cracks, are usually formed in fine-grained soils and they modify the slip plane. If water fills the cracks, it softens the soil and a hydrostatic stress is imposed on the wall over the depth of the tension crack. You must pay particular attention to the possibility of the formation of tension cracks, and especially so if these cracks can be filled with water, because they can initiate failure of a retaining structure.
3. The theoretical maximum depth of an unsupported vertical cut in fine-grained soils is $H_{cr} = 4s_u/\gamma$ or, if the cut is filled with water, $H'_{cr} = 4s_u/\gamma'$.



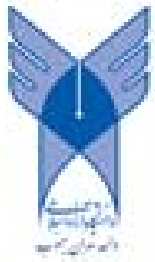
Design of Retaining Wall - in granular soils



W_i = weight of block i

x_i = horizontal distance of centroid of block i from toe

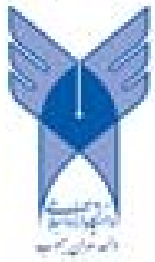
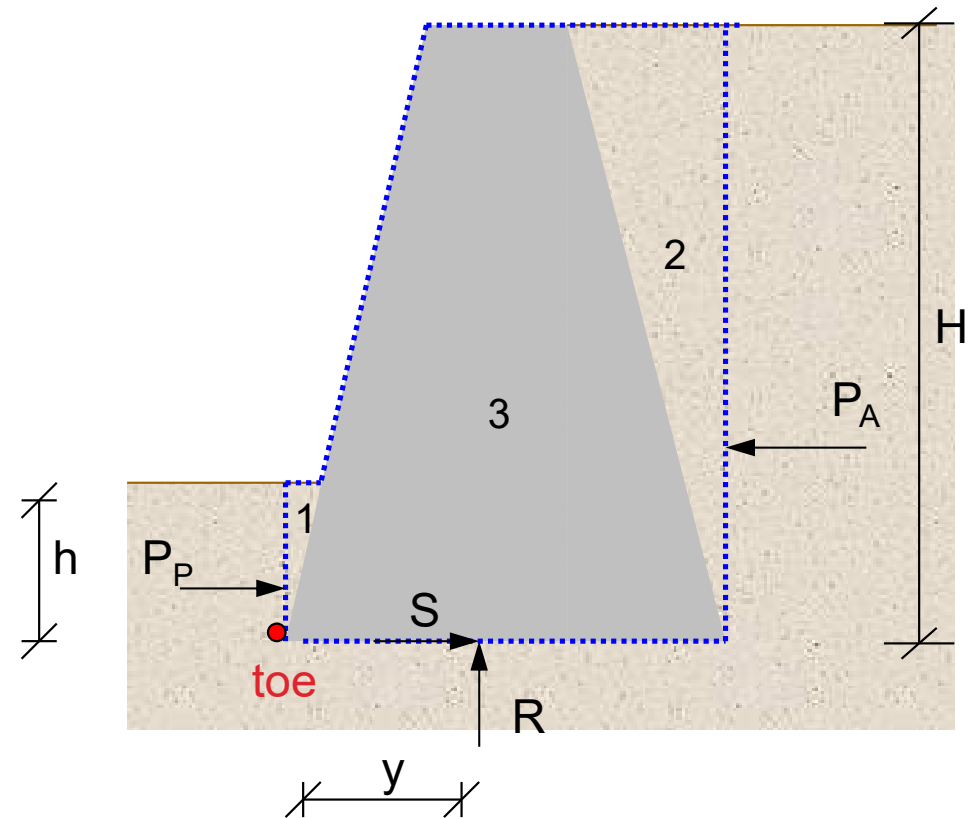
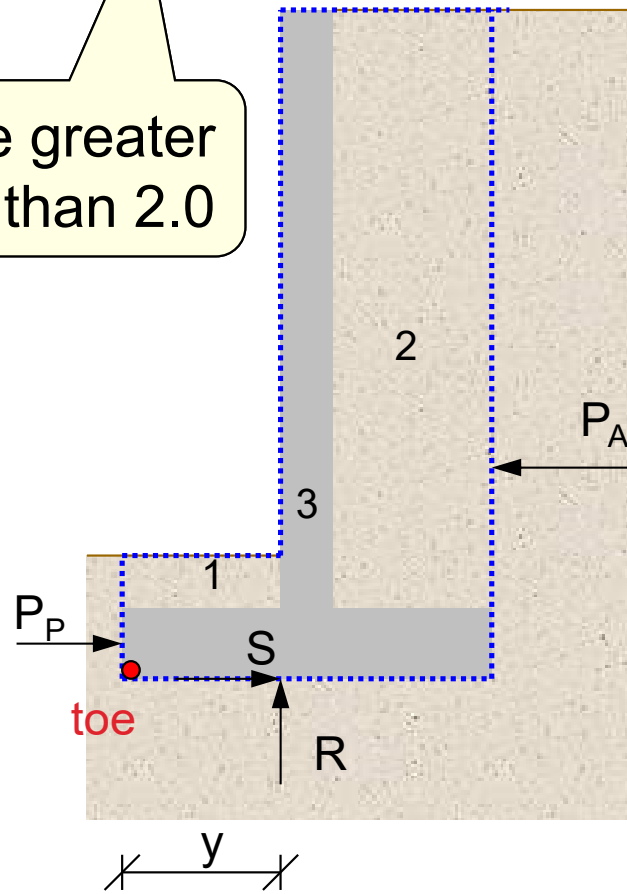
Analyse the stability of this rigid body with vertical walls (\therefore Rankine theory valid)



Safety against overturning about **toe**

$$F_{\text{overturning}} = \frac{P_P h/3 + \sum \{W_i x_i\}}{P_A H/3}$$

to be greater than 2.0

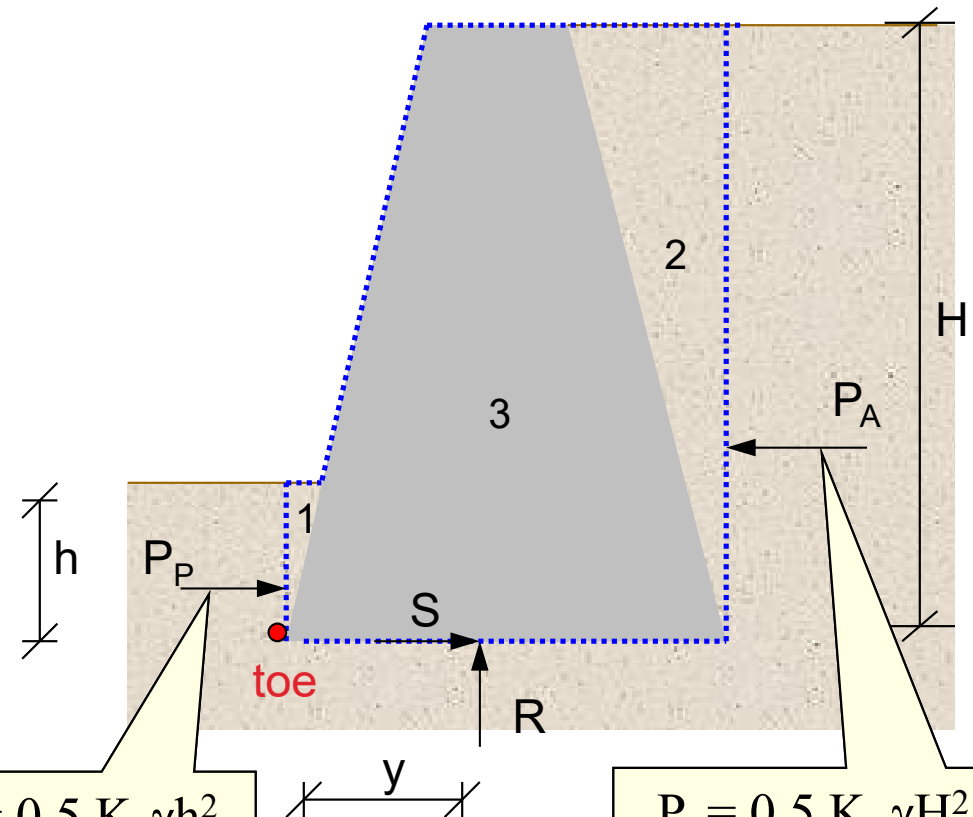
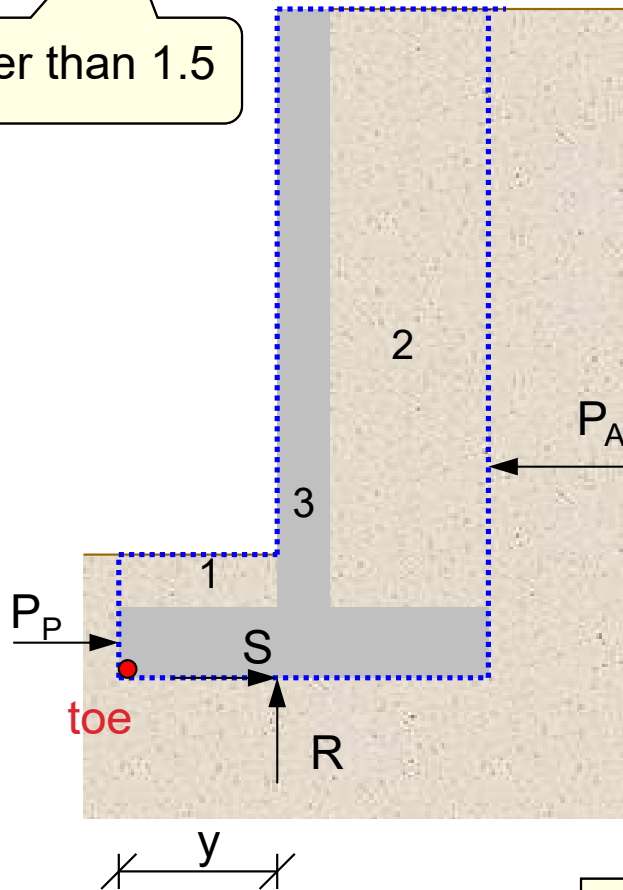


Safety against sliding along the base

$$F_{sliding} = \frac{P_P + \sum \{W_i\} \cdot \tan \delta}{P_A}$$

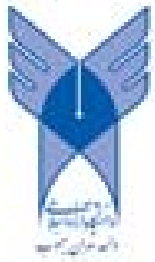
soil-concrete friction angle $\approx 0.5 - 0.7 \phi$

to be greater than 1.5



$$P_P = 0.5 K_P \gamma h^2$$

$$P_A = 0.5 K_A \gamma H^2$$



basic understanding of lateral earth pressures :

1. The earth-retaining wall is vertical.
2. The interface between the wall and soil is frictionless.
3. The soil surface is horizontal and no shear stress acts on horizontal and vertical boundaries.
4. The wall is rigid and extends to an infinite depth in a dry, homogeneous, isotropic soil mass.
5. The soil is loose and initially in an at-rest state.

$$\frac{(\sigma'_3)_f}{(\sigma'_1)_f} = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) = K_a \quad \theta_a = 45^\circ + \frac{\phi'}{2}$$

$$\frac{(\sigma'_1)_f}{(\sigma'_3)_f} = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) = K_p \quad \theta_p = 45^\circ - \frac{\phi'}{2}$$

$$K_p = \frac{1}{K_a}$$

$$\sigma'_z = \sigma'_1 = \gamma'z$$

$$\sigma'_x = \sigma'_3 = K_o \sigma'_1 = K_o \gamma'z$$

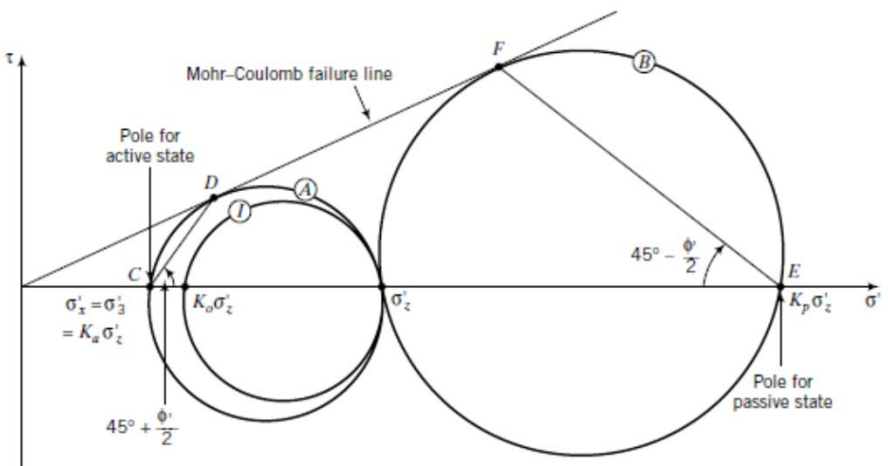


FIGURE 15.3 Mohr's circles at rest, active and passive states.

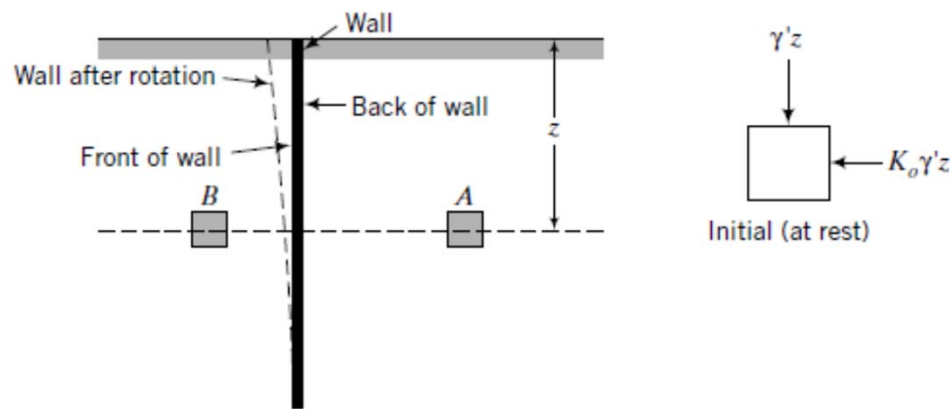
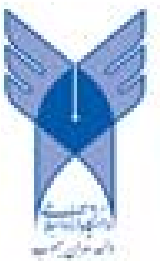


FIGURE 15.2 Stresses on soil elements in front of and behind a retaining wall.



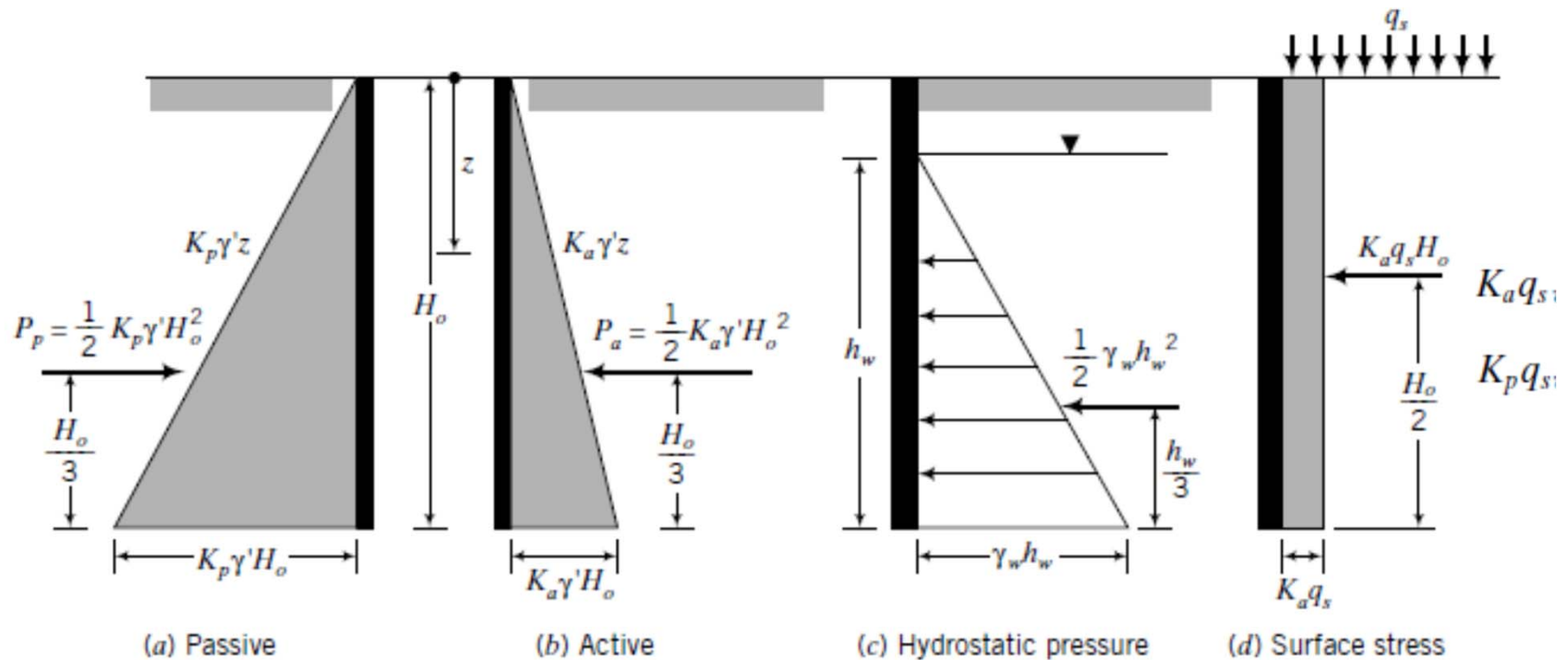


FIGURE 15.6 Variation of active and passive lateral earth pressures, hydrostatic pressure, and a uniform surface stress with depth.

$$(\sigma'_x)_a = K_a \sigma'_z = K_a \gamma' z \quad P_a = \int_0^{H_o} K_a \gamma' z = \frac{1}{2} K_a \gamma' H_o^2$$

$$(\sigma'_x)_p = K_p \sigma'_z = K_p \gamma' z \quad P_p = \int_0^{H_o} K_p \gamma' z = \frac{1}{2} K_p \gamma' H_o^2$$

$$(\sigma_x)_a = K_a \sigma'_z + K_a q_s + (u)_a$$

$$(\sigma_x)_p = K_p \sigma'_z + K_p q_s + (u)_p$$

For soils above the groundwater level

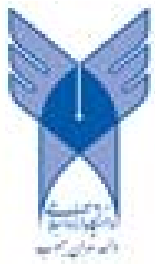
$$\gamma' = \gamma$$

for soils below the groundwater level

$$\gamma' = (\gamma_{sat} - \gamma_w)$$

and the hydrostatic force is

$$P_w = \frac{1}{2} \gamma_w h_w^2$$



EXAMPLE 15.1 Lateral Earth Pressure and Force

Determine the active lateral earth pressure on the frictionless wall shown in Figure E15.1a. Calculate the resultant force and its location from the base of the wall. Neglect seepage effects.

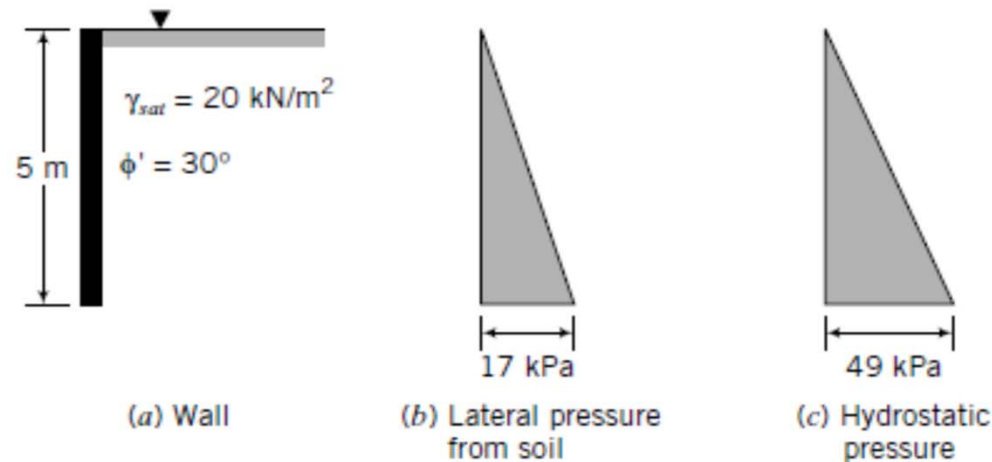


FIGURE E15.1

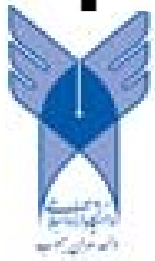
Strategy The lateral earth pressure coefficients can only be applied to the effective stresses. You need to calculate the vertical effective stress, apply K_a , and then add the porewater pressure.

Solution 15.1

Step 1: Calculate K_a .

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} = \frac{1 - \sin(30^\circ)}{1 + \sin(30^\circ)} = \frac{1}{3}$$

$$\text{or } \tan^2\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right) = \tan^2\left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2}\right) = \frac{1}{3}$$



Step 2: Calculate the vertical effective stress.

$$\text{At the surface: } \sigma'_z = 0, \quad u = 0$$

$$\text{At the base: } \sigma'_z = \gamma' H_o = (20 - 9.8) \times 5 = 51 \text{ kPa}$$

$$u = \gamma_w H_o = 9.8 \times 5 = 49 \text{ kPa}$$

Step 3: Calculate the lateral effective stress.

$$(\sigma'_x)_a = K_a \sigma'_z = \frac{1}{3} \times 51 = 17 \text{ kPa}$$

Step 4: Sketch the lateral earth pressure distributions.

See Figure E15.1b, c.

Step 5: Calculate the lateral force.

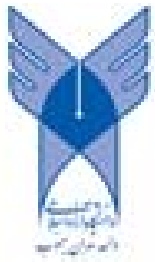
$$P_a = P_s + P_w$$

where P_s is the lateral force due to the soil solids and P_w is the lateral force due to the porewater.

$$P_a = \frac{1}{2} (\sigma'_x)_a H_o + \frac{1}{2} u H_o = \left(\frac{1}{2} \times 17 \times 5 \right) + \left(\frac{1}{2} \times 49 \times 5 \right) = 165 \text{ kN}$$

Step 6: Determine the location of the resultant.

Since both the lateral earth pressure and the porewater pressure distributions are triangular over the whole depth, the resultant is at the centroid of the triangle, that is, $\bar{z} = H_o/3 = 5/3 = 1.67 \text{ m}$ from the base of the wall.



EXAMPLE 15.2 Lateral Earth Pressure in Layered Soils

For the frictionless wall shown in Figure E15.2a, determine the following:

- (a) The active lateral earth pressure distribution with depth.
- (b) The passive lateral earth pressure distribution with depth.

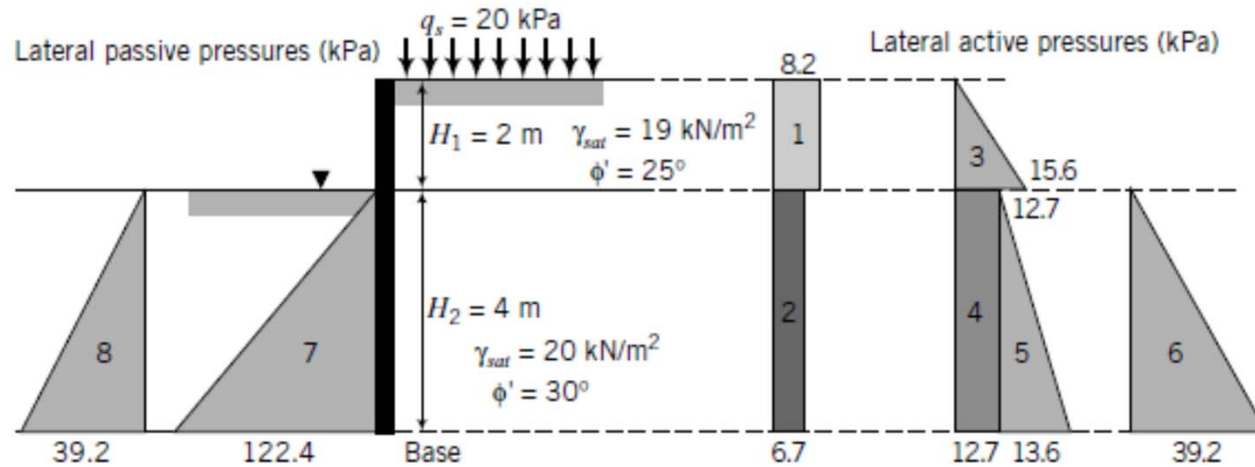
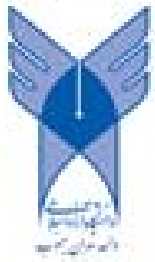


FIGURE E15.2 (f) Porewater (e) Soil (a) Wall (b) Surface stresses (c) Soil (d) Porewater

- (c) The magnitudes and locations of the active and passive forces.
- (d) The resultant force and its location.
- (e) The ratio of passive moment to active moment.

Strategy There are two layers. It is best to treat each layer separately. Neither K_a nor K_p should be applied to the porewater pressure. You do not need to calculate K_p for the top soil layer. Since the water level on both sides of the wall is the same, the resultant hydrostatic force is zero. However, you are asked to determine the forces on each side of the wall; therefore, you have to consider the hydrostatic force. A table is helpful to solve this type of problem.



Solution 15.2

Step 1: Calculate the active lateral earth pressure coefficients.

$$\text{Top layer (0–2 m): } K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi'}{2}\right) = \tan^2\left(45^\circ - \frac{25^\circ}{2}\right) = 0.41$$

$$\text{Bottom layer (2–6 m): } K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi'}{2}\right) = \tan^2\left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2}\right) = \frac{1}{3}; \quad K_p = \frac{1}{K_a} = 3$$

Step 2: Calculate the active and passive lateral earth pressures.

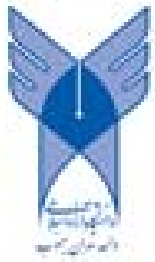
Use a table as shown below to do the calculations, or use a spreadsheet.

Active	Depth ^a (m)	u (kPa)	σ_z (kPa)	$\sigma'_z = \sigma_z - u$ (kPa)	$(\sigma'_x)_a = K_a \sigma'_z$ (kPa)
Surcharge	0	0	20	20	$0.41 \times 20 = 8.2$
	2–6	0	20	20	$\frac{1}{3} \times 20 = 6.7$
Soil	0	0	0	0	0
	2 ⁻	0	$\gamma_1 H_1 = 19 \times 2 = 38$	38	$0.41 \times 38 = 15.6$
	2 ⁺	0	$\gamma_1 H_1 = 19 \times 2 = 38$	38	$\frac{1}{3} \times 38 = 12.7$
	6	$\gamma_w H_2 = 9.8 \times 4 = 39.2$	$\gamma_1 H_1 + \gamma_2 H_2 = 19 \times 2 + 20 \times 4 = 118$	78.8	$\frac{1}{3} \times 78.8 = 26.3$

Passive	Depth (m)	u (kPa)	σ_z (kPa)	$\sigma'_z = \sigma_z - u$ (kPa)	$(\sigma'_x)_p = K_p \sigma'_z$ (kPa)
Soil	0	0	0	0	0
	4	$\gamma_w H_2 = 9.8 \times 4 = 39.2$	$\gamma_2 H_2 = 20 \times 4 = 80$	40.8	$3 \times 40.8 = 122.4$

^aThe – and + superscripts indicate that you are calculating the stress just above (–) and just below (+) 2 m.

See Figure E15.2b–e for the pressure distributions.



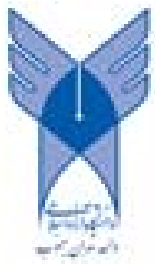
Step 3: Calculate the hydrostatic force.

$$P_w = \frac{1}{2} \gamma_w H^2 = \frac{1}{2} \times 9.8 \times 4^2 = 78.4 \text{ kN}$$

Step 4: Calculate the resultant lateral forces and their locations.

See the table below for calculations. Active moments are assumed to be negative.

Active Area	Depth (m)	Force (kN)	Moment arm from base (m)	Moment (kN.m)
1	0-2	$8.2 \times 2 = 16.4$	$4 + 1 = 5 = 4.42$	-82.0
2	2-6	$6.7 \times 4 = 26.8$	$\frac{4}{2} = 2$	-53.6
3	0-2	$\frac{1}{2} \times 15.6 \times 2 = 15.6$	$\frac{2}{3} + 4 = 4.67$	-72.9
4	2-6	$12.7 \times 4 = 50.8$	$\frac{4}{2} = 2$	-101.6
5	2-6	$\frac{1}{2} \times 13.6 \times 4 = 27.2$	$\frac{4}{3}$	-36.3
6 (water)	2-6	<u>78.4</u>	$\frac{4}{3}$	<u>-104.5</u>
Σ Active lateral forces = 215.2			Σ Active moments = -450.9	
Passive Area	Depth (m)	Force (kN)	Moment arm from base (m)	Moment (kN.m)
7	2-6	$\frac{1}{2} \times 122.4 \times 4 = 244.8$	$\frac{4}{3}$	326.4
8 (water)	2-6	<u>78.4</u>	$\frac{4}{3}$	<u>104.5</u>
Σ Passive forces = 323.2			Σ passive moments = 430.9	



Location of resultant active lateral earth force:

$$\bar{z}_a = \frac{\Sigma \text{ Moments}}{\Sigma \text{ Active lateral forces}} = \frac{450.9}{215.2} = 2.09 \text{ m}$$

Location of passive lateral force: $\bar{z}_p = \frac{4}{3} = 1.33 \text{ m}$

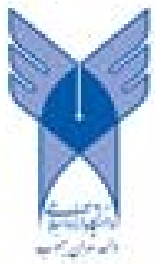
Step 5: Calculate the resultant lateral force.

$$R_x = P_p - P_a = 323.2 - 215.2 = 108 \text{ kN/m}$$

Step 6: Calculate the ratio of moments.

$$\text{Ratio of moments} = \frac{\Sigma \text{ Passive moments}}{\Sigma \text{ Active moments}} = \frac{430.9}{450.9} = 0.96$$

Since the active moment is greater than the passive moment, the wall will rotate.



COULOMB'S EARTH PRESSURE THEORY

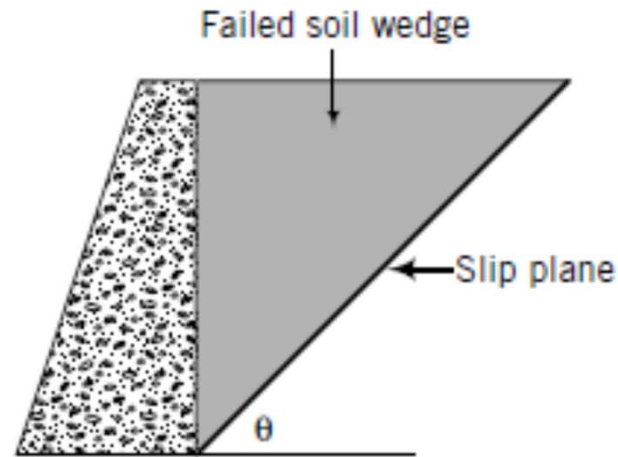
$$\Sigma F_x = P + T \cos \theta - N \sin \theta = 0$$

$$\Sigma F_z = W - T \sin \theta - N \cos \theta = 0$$

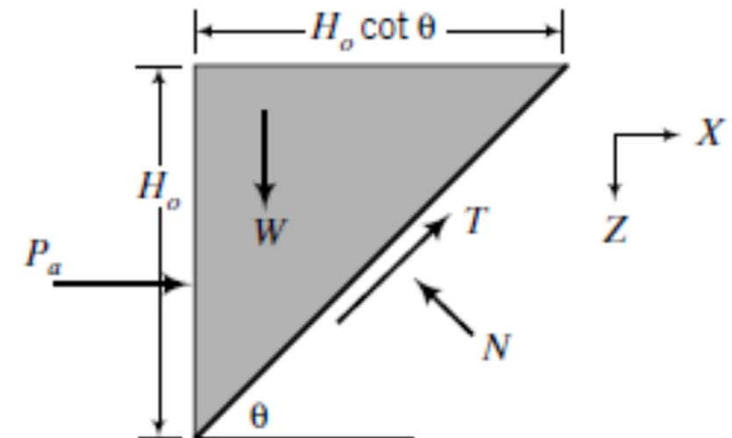
$$W = \frac{1}{2} \gamma H_o^2 \cot \theta$$

$$T = N \tan \phi'$$

$$P = \frac{1}{2} \gamma H_o^2 \cot \theta \tan (\theta - \phi')$$



(a) Retaining wall



(b) Free-body diagram of failed soil wedge

FIGURE 15.7 Coulomb failure wedge.

$$\frac{\partial P}{\partial \theta} = \frac{1}{2} \gamma H_o^2 [\cot \theta \sec^2 (\theta - \phi') - \csc^2 \theta \tan (\theta - \phi')] = 0$$

$$P = P_a = \frac{1}{2} \gamma H_o^2 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) = \frac{1}{2} K_a \gamma H_o^2$$

$$\theta = \theta_{cr} = 45^\circ + \frac{\phi'}{2}$$

$$K_{aC} = \frac{\cos^2(\phi' - \eta)}{\cos^2 \eta \cos(\eta + \delta) \left[1 + \left\{ \frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' - \beta)}{\cos(\eta + \delta) \cos(\eta - \beta)} \right\}^{1/2} \right]^2}$$

$$K_{pC} = \frac{\cos^2(\phi' + \eta)}{\cos^2 \eta \cos(\eta - \delta) \left[1 - \left\{ \frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' + \beta)}{\cos(\eta - \delta) \cos(\eta - \beta)} \right\}^{1/2} \right]^2}$$



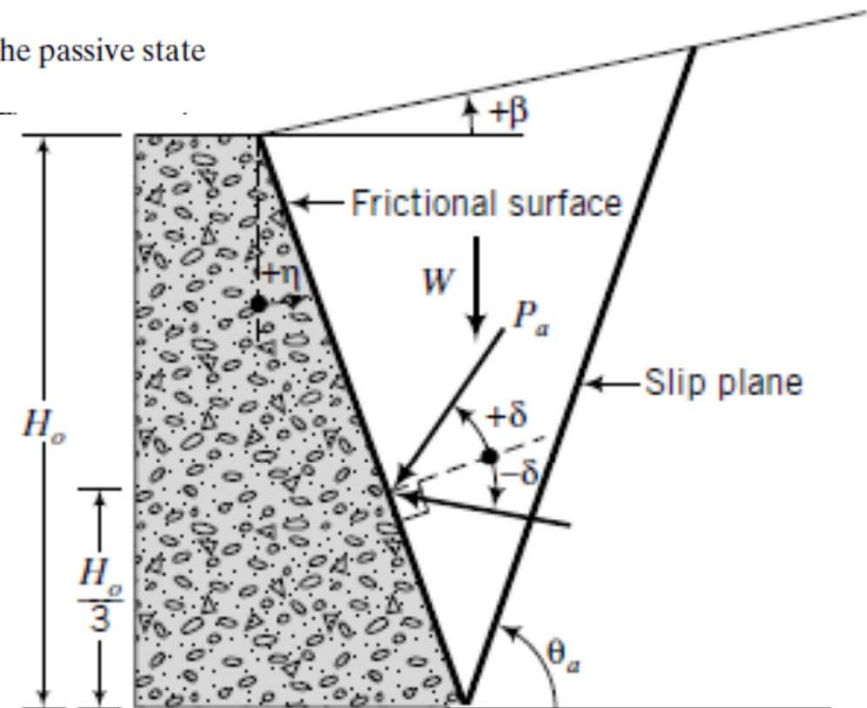
TABLE 15.1 Correction Factors to Be Applied to K_{pC} to Approximate a Logarithm Spiral Slip Surface for a Backfill with a Horizontal Surface and Sloping Wall Face

ϕ'	δ/ϕ'							
	-0.7	-0.6	-0.5	-0.4	-0.3	-0.2	-0.1	0.0
15	0.96	0.93	0.91	0.88	0.85	0.83	0.80	0.78
20	0.94	0.90	0.86	0.82	0.79	0.75	0.72	0.68
25	0.91	0.86	0.81	0.76	0.71	0.67	0.62	0.57
30	0.88	0.81	0.75	0.69	0.63	0.57	0.52	0.47
35	0.84	0.75	0.67	0.60	0.54	0.48	0.42	0.36
40	0.78	0.68	0.59	0.51	0.44	0.38	0.32	0.26

The inclination of the slip plane to the horizontal for a horizontal backfill is

$$\tan \theta = \left[\frac{(\sin \phi' \cos \delta)^{1/2}}{\cos \phi' \{\sin (\phi' + \delta)\}^{1/2}} \right] \pm \tan \phi'$$

where the positive sign refers to the active state ($\theta = \theta_a$) and the negative sign refers to the passive state ($\theta = \theta_p$).

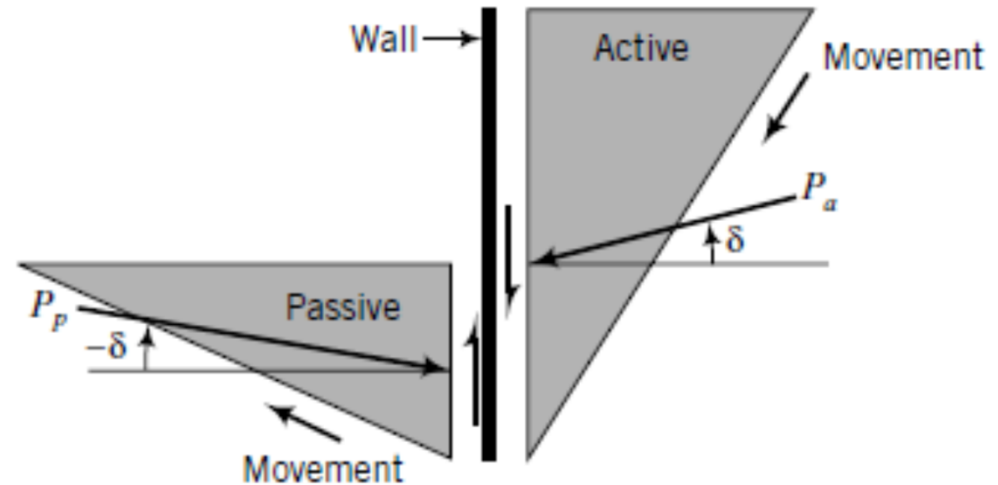


$$P_{ax} = P_a \cos (\delta + \eta) ;$$

$$P_{pz} = P_p \sin (\delta + \eta).$$

$$P_{px} = P_p \cos (\delta + \eta)$$

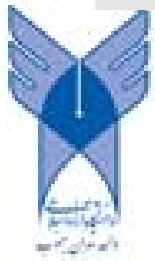
$$P_{az} = P_a \sin (\delta + \eta)$$



δ for the interfaces of coarse-grained soils and concrete or steel walls range from $\frac{1}{2} \phi'$ to ϕ' , with $\frac{2}{3} \phi'$ most commonly used.

THE ESSENTIAL POINTS ARE:

1. Coulomb's analysis of the lateral forces on a retaining structure is based on limit equilibrium.
2. Wall friction causes the slip planes to curve, which leads to an overestimation of the passive earth pressure using Coulomb's analysis.
3. For calculation of the lateral earth pressure coefficients you can use Equations (15.16) and (15.17), and correct K_{pC} using the factors listed in Table 15.1.
4. The active and passive forces are inclined at an angle δ from the normal to the wall face.



مقایسه روشهای رانکین و کولمب

محقق		فرضیات
کولمب	رانکین	
همگن و همسان	همگن و همسان با عمق بی نهایت	شرایط عمومی خاک پشت دیوار
فقط خاک دانه‌ای	خاک دانه‌ای و چسبنده	نوع خاک پشت دیوار
در نظر می‌گیرد	در نظر نمی‌گیرد	اصطکاک بین خاک و دیوار
بایستی خاک بدون سربار باشد	حضور سربار باید به صورت گسترده و در سطح وسیع باشد	وجود سربار q روی خاک
سطح گسیختگی صفحه‌ای و مستقیم است و گوئه لغزش بصورت یک جسم صلب در نظر گرفته می‌شود.	بی‌شمار سطح گسیختگی در داخل گوئه گسیختگی	گسیختگی خاک
می‌تواند مایل هم باشد	افقی	شیب سطح خاک پشت دیوار
می‌تواند مایل هم باشد	کاملاً قائم	شیب جداره دیوار
روش تعادل حدی برای محاسبه نیروی جانبی	معیار گسیختگی موهر - کولمب برای محاسبه فشار جانبی (روش میدان تنش)	مبنای محاسبات

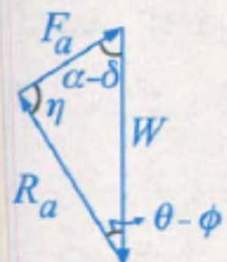


مقایسه روشهای رانکین و کولمب

- ۱ از آنجا که بین جداره دیوار و خاک واقعاً اصطکاک وجود دارد، می‌توان گفت مقادیر فشارهای جانبی که براساس محاسبات رانکین به دست می‌آیند با مقادیر واقعی متفاوت هستند، به این ترتیب که در حالت محرک، نیروهای بدست آمده بیشتر از مقدار واقعی بوده و در حالت مقاوم، این نیروها کمتر از مقادیر واقعی بدست می‌آیند. به همین دلیل می‌توان گفت که گوه گسیختگی واقعی در حالت‌های مقاوم و محرک، به ترتیب بزرگتر و کوچکتر از گوه مقاوم و محرک رانکین است.
- ۲ در تئوری رانکین، سطوح گسیختگی در تمام نقاط گوه گسیختگی تشکیل می‌شوند و تمام این نقاط با هم به آستانه گسیختگی می‌رسند (یک میدان تنش تشکیل می‌شود)، حال آنکه در تئوری کولمب فقط یک سطح گسیختگی در نظر گرفته می‌شود.
- ۳ در روش رانکین، پس از تعیین فشار جانبی براساس معیار موهر - کولمب و ترسیم توزیع فشار در پشت دیوار، نیروی جانبی وارد بر دیوار تعیین می‌گردد، حال آنکه در روش کولمب نیروی جانبی به‌طور مستقیم و براساس روش تعادل حدی تعیین می‌گردد.
- ۴ شکل خاک و دیوار در روش کولمب کلی‌تر است (خاک و دیوار می‌توانند شیب‌دار نیز باشند)، ولی رانکین توده خاک را افقی و دیوار را قائم در نظر می‌گیرد.

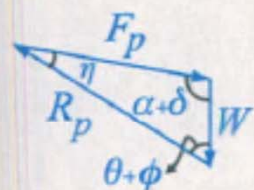


نکته: اگر وزن گوه گسیختگی معلوم باشد، به سادگی می توان با کمک قانون سینوس ها که از دوره دبیرستان با آن آشنا هستید، مقدار نیروهای محرک و مقاوم را به دست آورد. به همین منظور مثلث نیروهای وارد بر گوه گسیختگی در حالت های محرک و مقاوم را به صورت زیر در نظر گرفته و خواهیم داشت:



حالت محرک

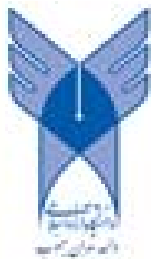
$$\Rightarrow \text{حالت محرک : } \frac{F_a}{\sin(\theta - \phi)} = \frac{R_a}{\sin(\alpha - \delta)} = \frac{W}{\sin \eta}$$



حالت مقاوم

$$\Rightarrow \text{حالت مقاوم : } \frac{F_p}{\sin(\theta + \phi)} = \frac{R_p}{\sin(\alpha + \delta)} = \frac{W}{\sin \eta}$$

یادآوری می کنیم که δ زاویه اصطکاک بین خاک و جداره دیوار، α زاویه جداره دیوار نسبت به افق، θ زاویه سطح لغزش در گوه گسیختگی نسبت به افق و ϕ هم زاویه اصطکاک داخلی خاک می باشد.





تمرین ۲: در شکل زیر صفحه گسیختگی با امتداد افق زاویه $\theta = 60^\circ$ می سازد و زاویه اصطکاک داخلی خاک صرفاً دانه‌ای پشت دیوار برابر $\phi = 30^\circ$ است. اگر مساحت گوه لغزش برابر 200 m^2 و زاویه اصطکاک خاک با وجه پشتی دیوار $\delta = \frac{2}{3}\phi$ باشد، در آن صورت براساس تئوری کولمب، نیروی فعال خاک (F_a) برای عرض

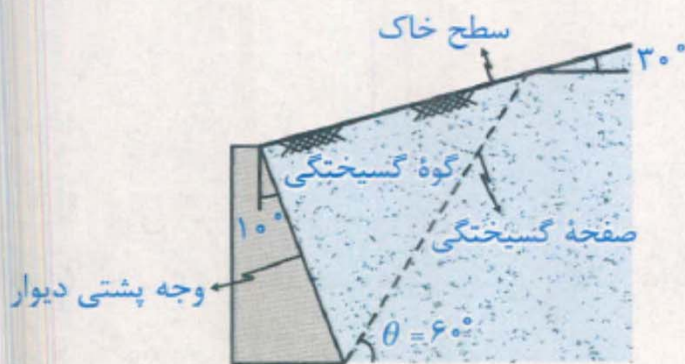
یک متر از دیوار چند kN است؟ ($\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$)

۲۰۰۰ (۱)

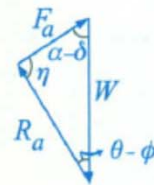
۱۷۳۲ (۲)

۳۴۶۴ (۳)

۴۰۰۰ (۴)



● **هله:** براساس تئوری کولمب، مثلث نیروهای وارد بر گوه گسیختگی را به صورت شکل زیر رسم کرده و ابتدا وزن خاک داخل گوه را محاسبه می کنیم:



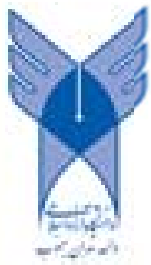
$$W_{\text{گوه گسیختگی}} = (\gamma V)_{\text{خاک}} = \gamma(AL) = 20 \times (200 \times 1) = 4000 \text{ kN}$$

در ادامه با توجه به رابطه گفته شده (قبل از این تمرین)، می نویسیم:

$$\begin{cases} \frac{F_a}{\sin(\theta - \phi)} = \frac{W}{\sin \eta} \\ \eta = 180 - [(\theta - \phi) + (\alpha - \delta)] = 180 - [(60 - 30) + (80 - \frac{2}{3} \times 30)] = 90^\circ \end{cases}$$

$$\Rightarrow \frac{F_a}{\sin(60 - 30)} = \frac{4000}{\sin 90} \Rightarrow F_a = 2000 \text{ kN}$$

بنابراین گزینه (۱) پاسخ صحیح این تست است.



RANKINE'S LATERAL EARTH PRESSURE FOR A SLOPING BACKFILL AND A SLOPING WALL FACE

$$K_{aR} = \frac{\cos(\beta - \eta)\sqrt{1 + \sin^2 \phi' - 2 \sin \phi' \cos \omega_a}}{\cos^2 \eta (\cos \beta + \sqrt{\sin^2 \phi' - \sin^2 \beta})}$$

$$K_{pR} = \frac{\cos(\beta - \eta)\sqrt{1 + \sin^2 \phi' + 2 \sin \phi' \cos \omega_p}}{\cos^2 \eta (\cos \beta - \sqrt{\sin^2 \phi' - \sin^2 \beta})}$$

$$\omega_a = \sin^{-1} \left(\frac{\sin \beta}{\sin \phi'} \right) - \beta + 2\eta$$

$$\omega_p = \sin^{-1} \left(\frac{\sin \beta}{\sin \phi'} \right) + \beta - 2\eta$$

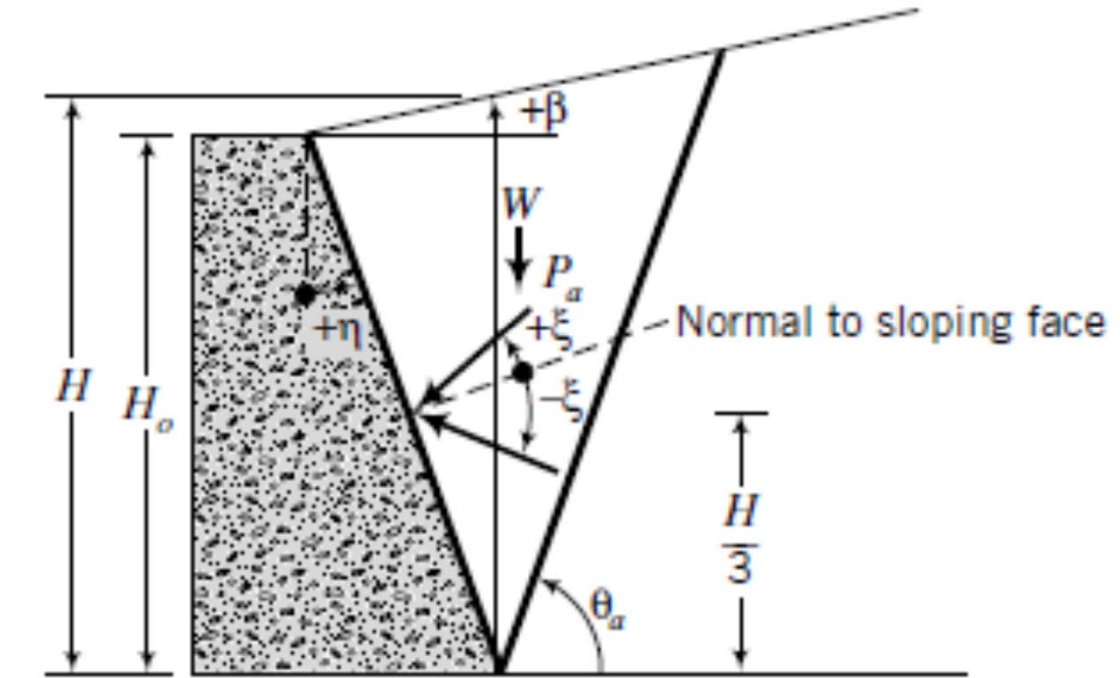
$$\theta_a = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} + \frac{\beta}{2} - \frac{1}{2} \sin^{-1} \left(\frac{\sin \beta}{\sin \phi'} \right)$$

$$\theta_p = \frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} + \frac{\beta}{2} + \frac{1}{2} \sin^{-1} \left(\frac{\sin \beta}{\sin \phi'} \right)$$

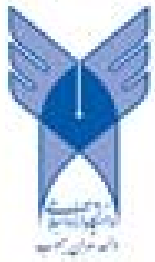
$$P_a = \frac{1}{2} K_{aR} \gamma' H_o^2 \quad \text{and} \quad P_p = \frac{1}{2} K_{pR} \gamma' H_o^2$$

$$\xi_a = \tan^{-1} \left(\frac{\sin \phi' \sin \theta_a}{1 - \sin \phi' \cos \theta_a} \right)$$

$$\xi_p = \tan^{-1} \left(\frac{\sin \phi' \sin \theta_p}{1 + \sin \phi' \cos \theta_p} \right)$$

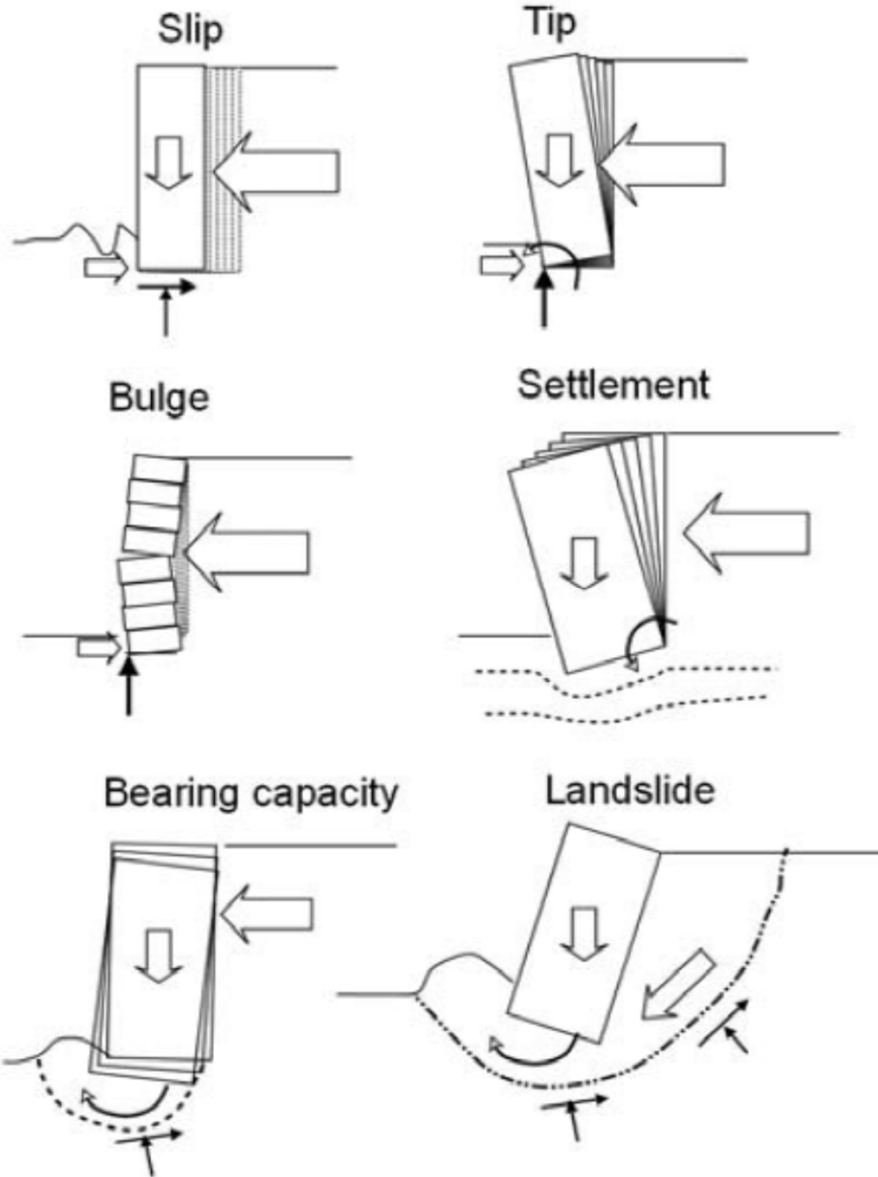


$$K_{aR} = \frac{1}{K_{pR}} = \cos \beta \left(\frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'}} \right)$$

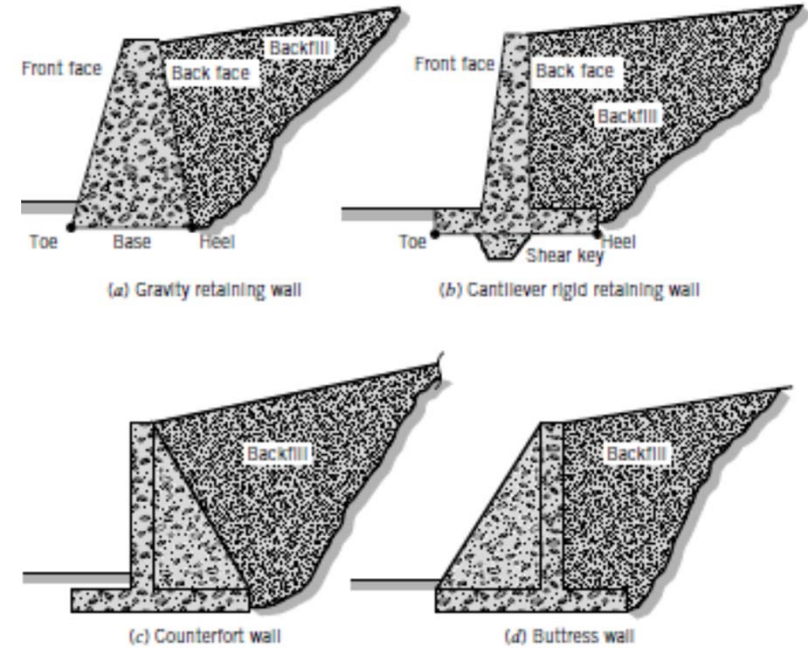


APPLICATION OF LATERAL EARTH PRESSURES TO RETAINING WALLS

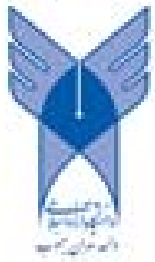
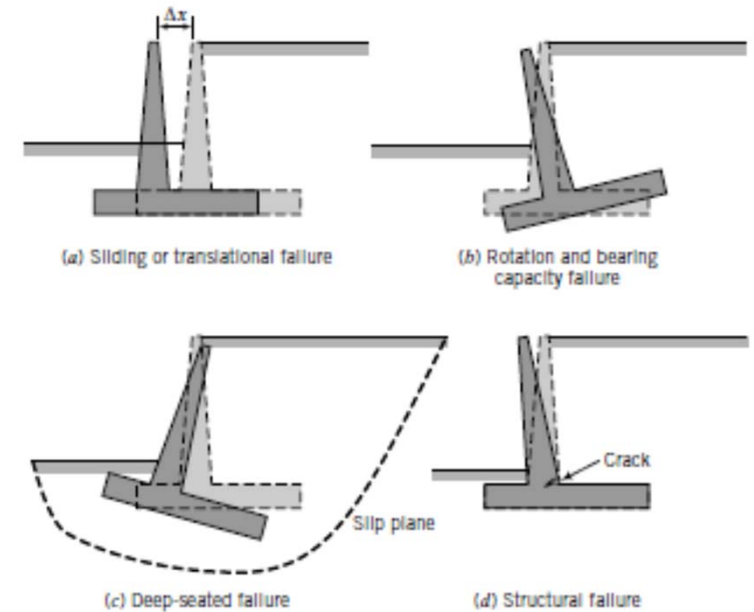
Failure modes for rigid retaining walls

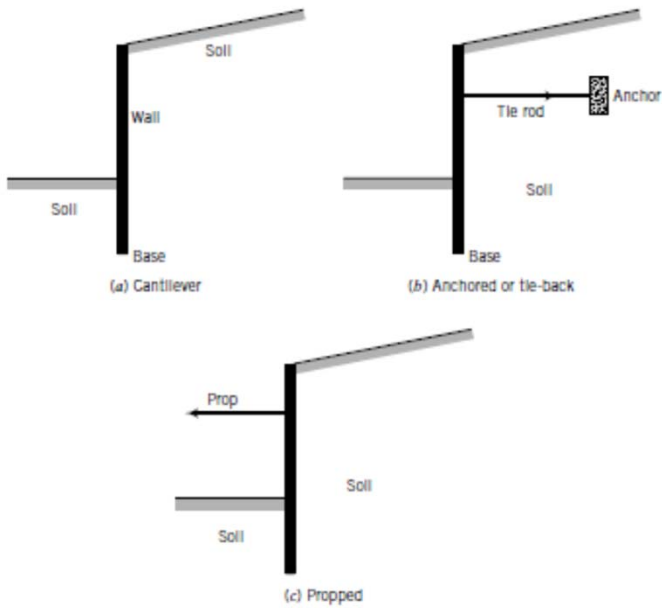


Types of rigid retaining walls.

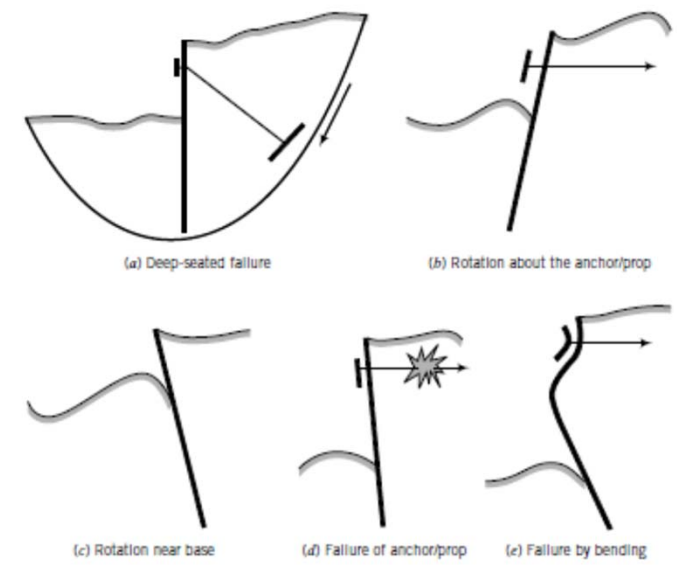


Failure modes for rigid retaining walls



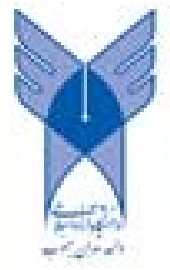
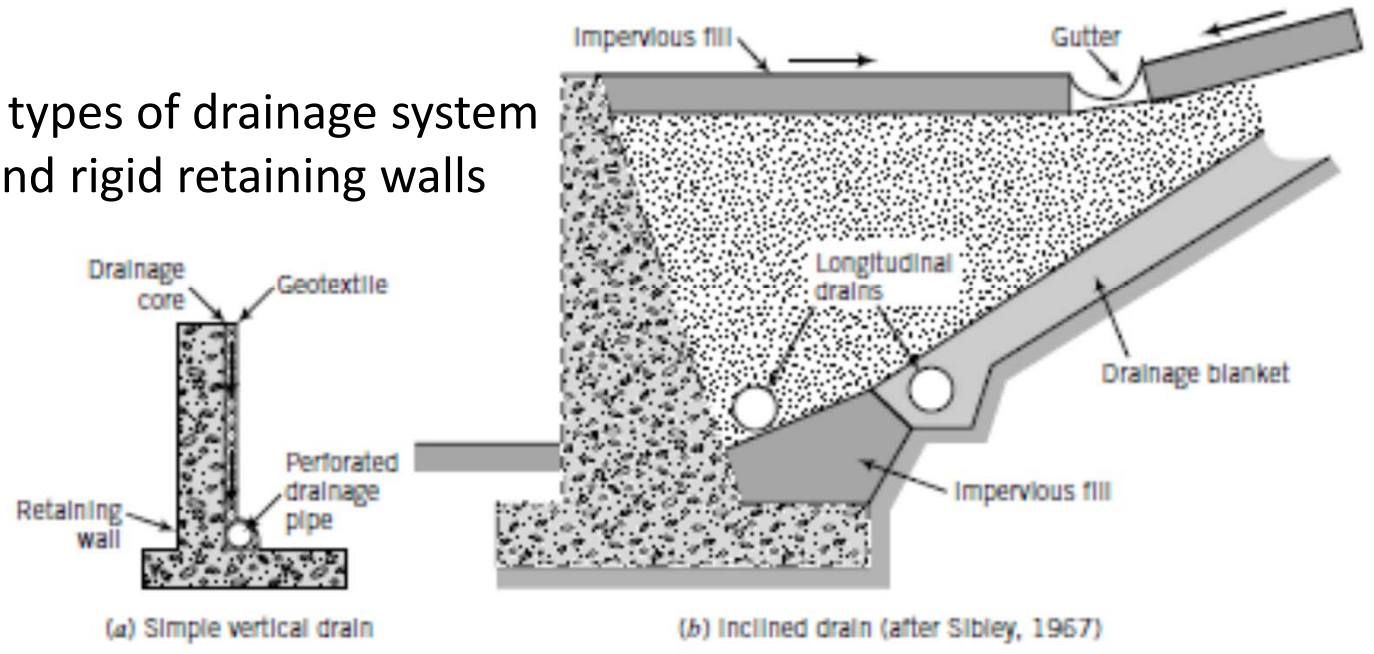


Failure modes for flexible retaining walls.



Types of flexible retaining walls

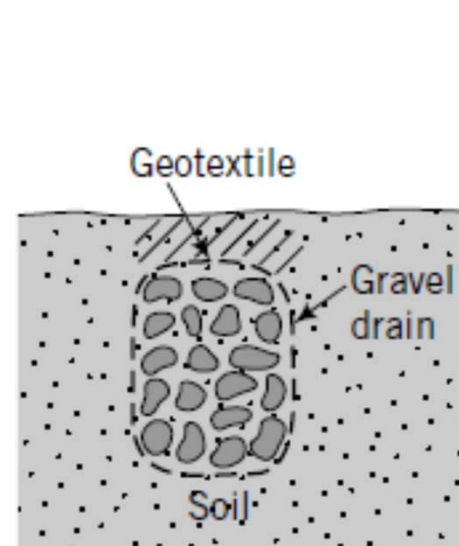
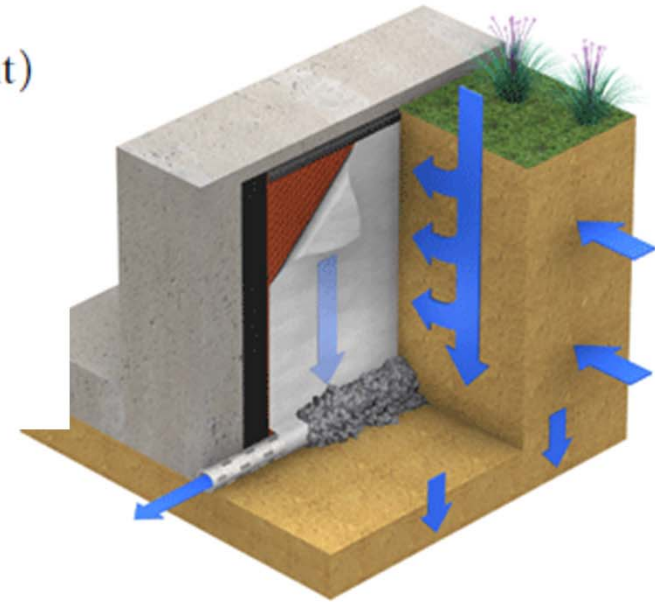
Two types of drainage system behind rigid retaining walls



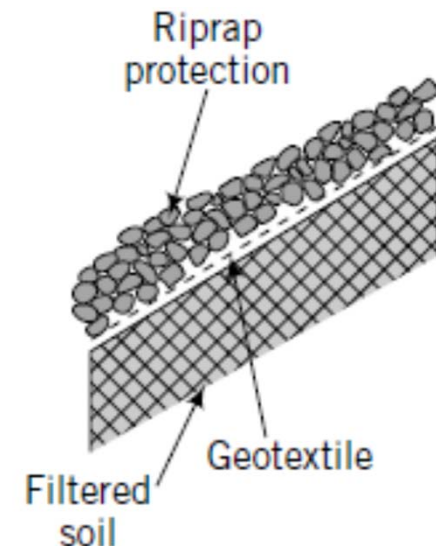
طراحی فیلتر

$$\frac{D_{15(F)}}{D_{85(BS)}} < 4 \quad (\text{to prevent the filter soil from being washed out})$$

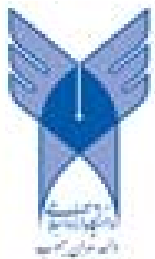
$$\frac{D_{15(F)}}{D_{15(BS)}} > 4 \quad (\text{to ensure a high rate of flow of water})$$



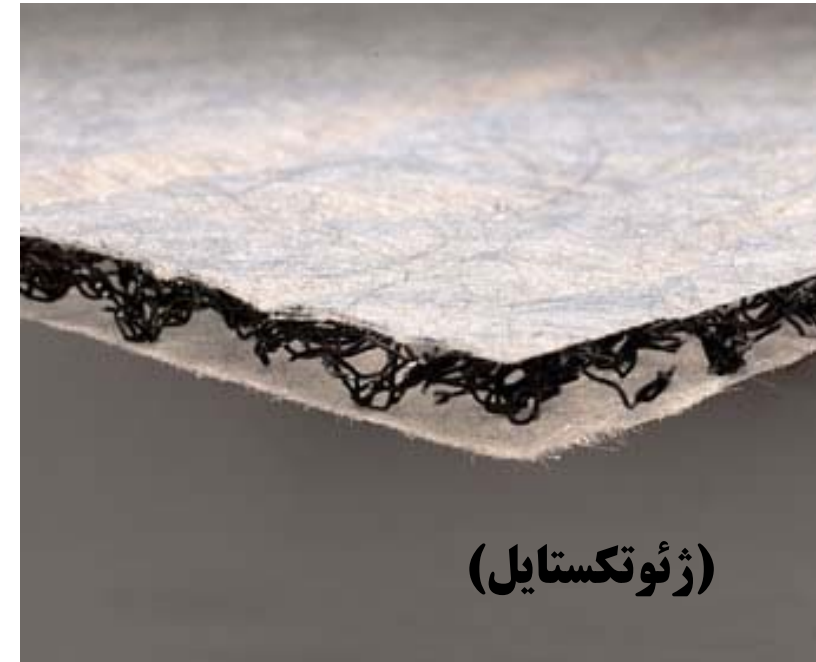
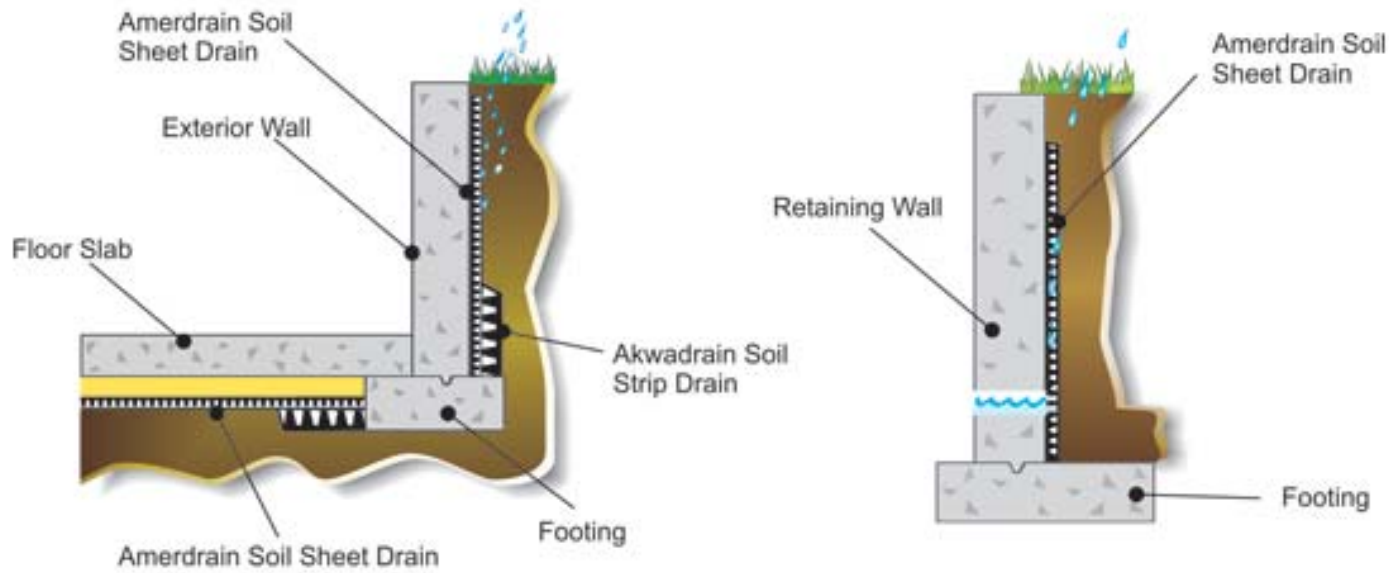
(a)



(b)



فیلترهای صنعتی



(ژئوتکستایل)

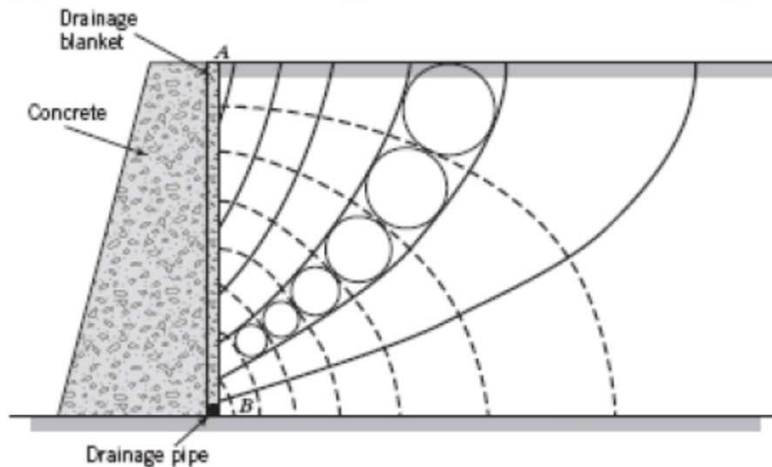


فشار آب در حالت جریان آب در پشت دیوار

Exercise 14.3

Assume the height of the wall shown in Figure 14.3 is 3 m high.

- Determine the average flow rate into the drainage blanket if $k = 0.003$ cm/s.
- Determine the porewater pressure distribution just before the inflow face of the drainage blanket.
- Calculate the average lateral force from the porewater pressure.



Solution 14.3

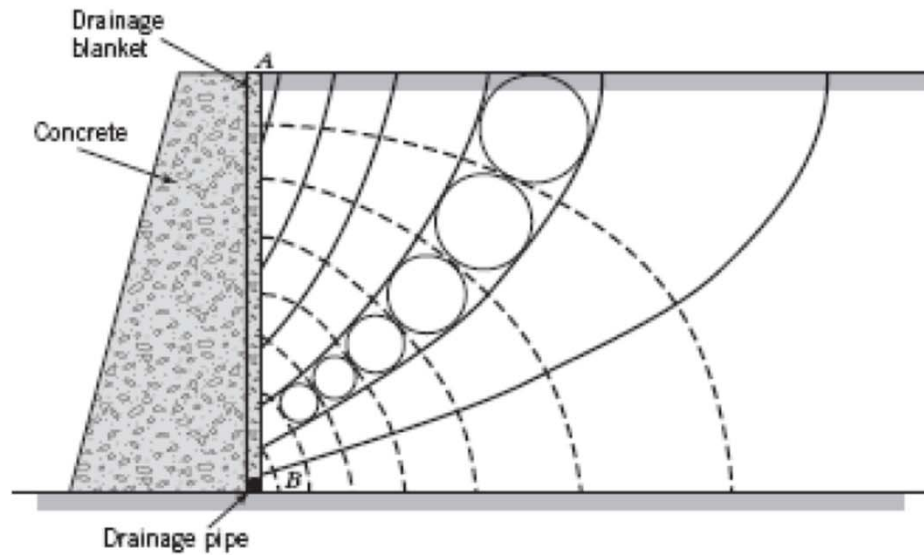
$$k = 0.003 \text{ cm/s}, N_d = 7 \text{ (average)}, N_f = 7$$

a)

$$q = k \Delta H \frac{N_f}{N_d} = 0.003 \times 300 \times \frac{7}{7} = 0.9 \frac{\text{cm}^2}{\text{s}}$$



b)



N_d	7
N_f	7
ΔH (m)	3
Δh (m)	0.429

Parameters	Under base of dam						
N_d (m)	0.375	0.75	1.125	1.5	1.875	2.25	2.625
$N_d \Delta h$ (m)	0.161	0.321	0.482	0.643	0.804	0.964	1.125
h_z (m)	-0.375	-0.75	-1.125	-1.5	-1.875	-2.25	-2.625
h_p (m) = $N_d \Delta h - h_z$	3.214	3.429	3.643	3.857	4.071	4.286	4.500
u (kPa) = $h_p \gamma_w$	31.532	33.634	35.736	37.839	39.941	42.043	44.145

c)

$$P_w = \frac{0.375}{3} [31.53 + 44.145 + 2(35.74 + 39.94) + 4(33.63 + 37.84 + 42.04)]$$

$$= 85.13 \text{ kN/m}$$

Exercise 14.11

A retaining wall has a vertical drainage blanket (Figure P14.11). After a heavy rainfall, a steady-state seepage wall condition occurs. Draw the flownet and determine the porewater pressure distribution acting on a potential failure plane AB . The hydraulic conductivity is 1.8×10^{-4} cm/s.

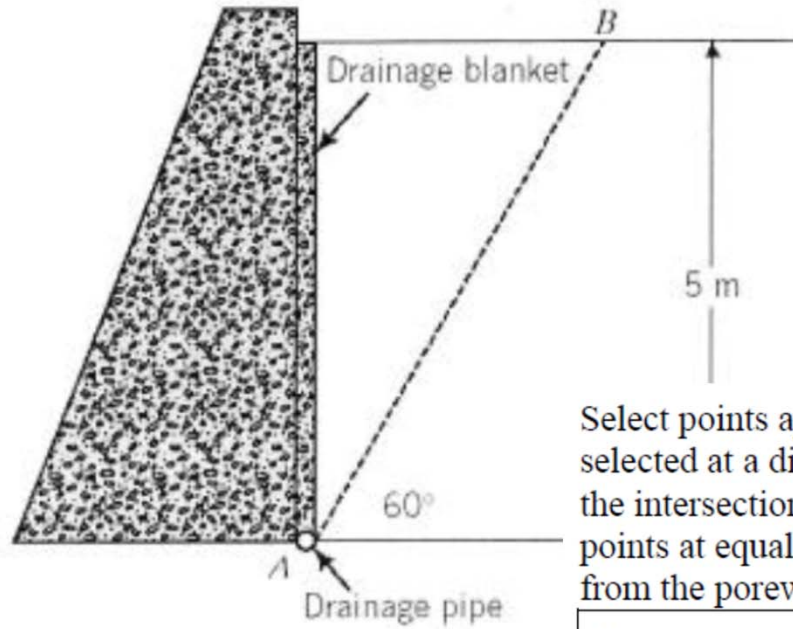


FIGURE P14.11

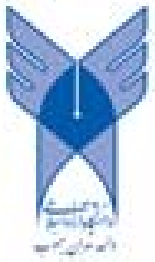
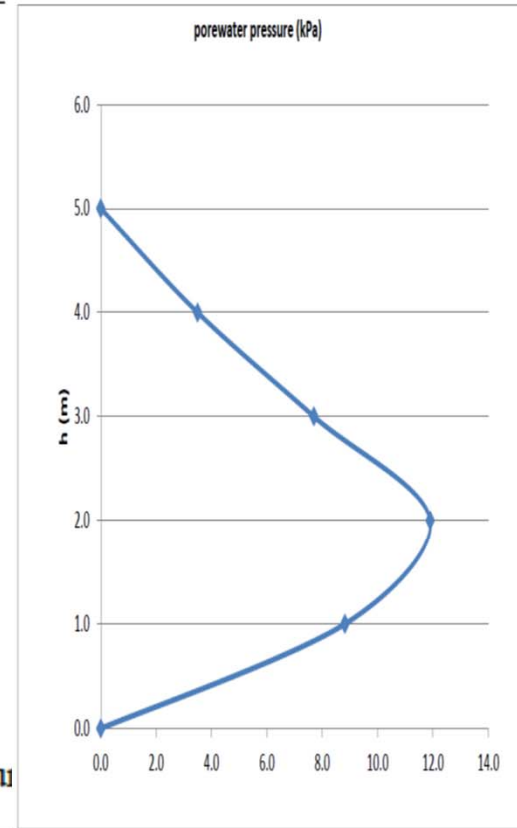
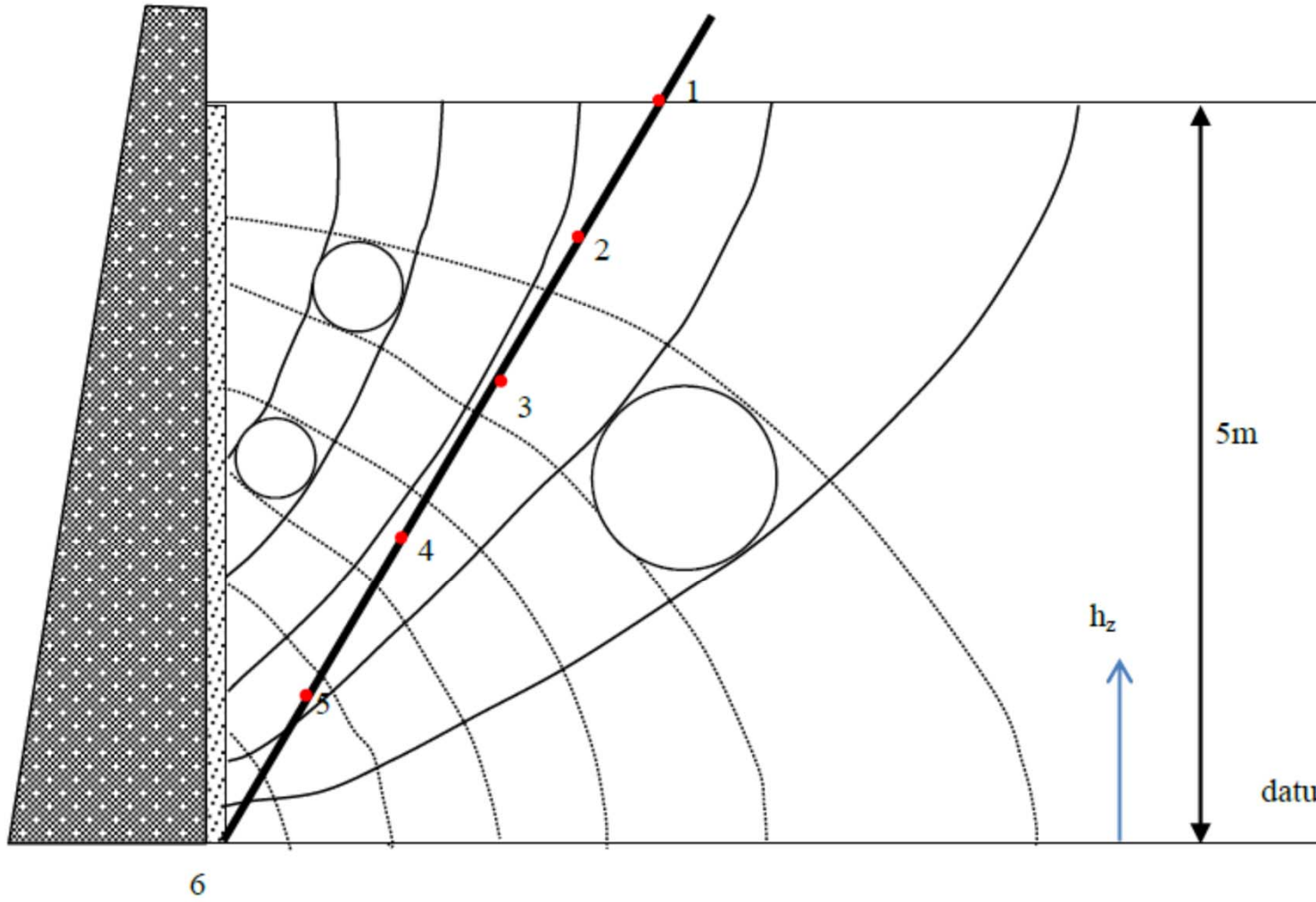
Select points approximately at equal distances along the failure surface. In this case, 6 points are selected at a distance along the failure line of $5.78 \text{ m} / 5 = 1.156 \text{ m}$. You can also select points at the intersection of the equipotential lines with the failure surface. The reason for selecting the points at equal distances along the failure surface is because it is easier to calculate the force from the porewater pressures using Simpson's rule.

N_d	7
N_f	6
ΔH (m)	5
Δh (m)	0.714

Parameters		1	2	3	4	5	6
Point		1	2	3	4	5	6
N_d (m)		7	6.1	5.3	4.5	2	0
$N_d \Delta h$ (m)		5.00	4.36	3.79	3.21	1.90	0.00
h_z (m)		5.0	4.00	3.00	2.00	1.00	0.00
h_p (m) = $N_d \Delta h - h_z$		0.00	0.36	0.79	1.21	0.90	0.00
u (kPa) = $h_p \gamma_w$		0.0	3.5	7.7	11.9	8.8	0.0



Solution 14.11



STABILITY OF RIGID RETAINING WALLS

1 Translation

sliding resistance is $\bar{T} = R_z \tan \phi'_b$ for an ESA.

$$(FS)_T = \frac{T}{P_{ax}}; \quad (FS)_T \geq 1.5$$

$$\phi'_b \approx \frac{1}{2} \phi'_{cs} \text{ to } \frac{2}{3} \phi'_{cs}$$

$$(FS)_T = \frac{[(W_w + W_s + P_{az}) \cos \theta_b - P_{ax} \sin \theta_b] \tan \phi'_b}{P_{ax} \cos \theta_b + (W_w + W_s + P_{az}) \sin \theta_b} \quad \text{ESA}$$

If $\theta_b = 0 \rightarrow (FS)_T = \frac{(W_w + W_s + P_{ax}) \tan \phi'_b}{P_{ax}}$

$$(FS)_T = \frac{s_w B / \cos \theta_b}{P_{ax} \cos \theta_b + (W_w + W_s + P_{ax}) \sin \theta_b} \quad \text{TSA}$$

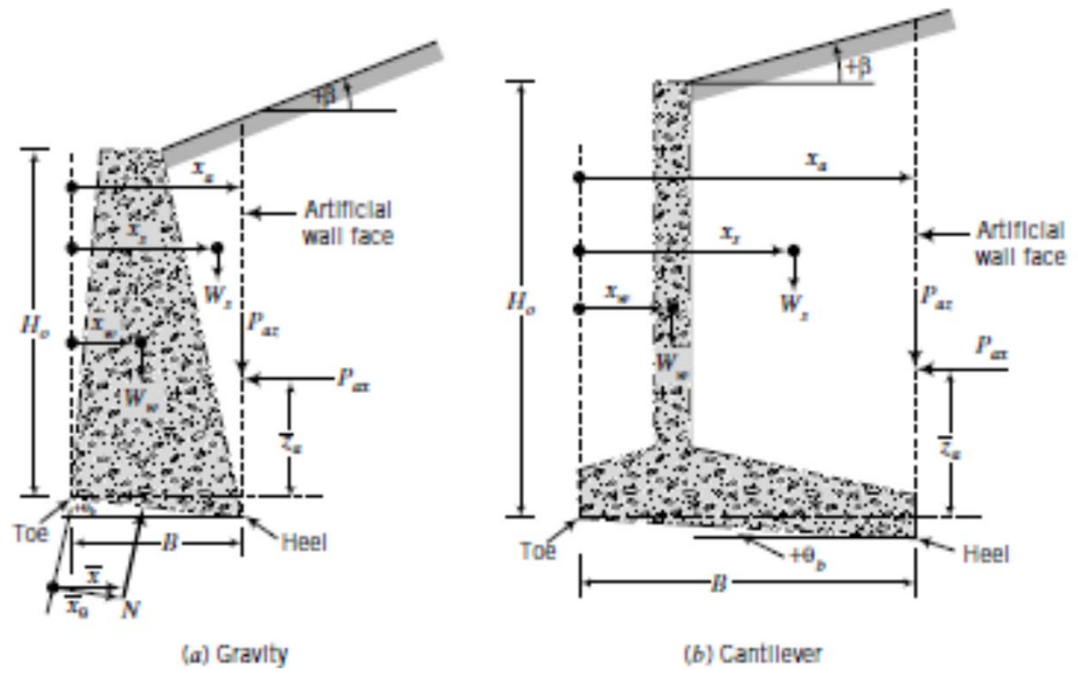
If $\theta_b = 0 \rightarrow (FS)_T = \frac{s_w B}{P_{ax}}$

2 Rotation

$$\bar{x}_\theta = \frac{W_w x_w + W_s x_s + P_{az} x_a - P_{ax} \bar{z}_a}{(W_w + W_s + P_{ax}) \cos \theta_b - P_{ax} \sin \theta_b}$$

where \bar{z}_a is the location of the active lateral earth force from the toe. The wall is safe against rotation if $B/3 \leq \bar{x} \leq 2B/3$; that is, $e = |(B/2 - \bar{x})| \leq B/6$, where e is the eccentricity of the resultant vertical load and $\bar{x} = \bar{x}_\theta \cos \theta_b$.

If $\theta_b = 0 \rightarrow \bar{x} = \frac{W_w x_w + W_s x_s + P_{az} x_a - P_{ax} \bar{z}_a}{W_w + W_s + P_{ax}}$



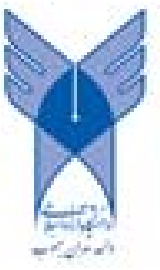
3 Bearing Capacity

$$(\sigma_z)_{max} \leq q_a$$

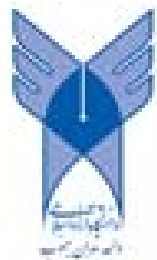
4 Deep-Seated Failure

5 Seepage

$$i_{max} \leq \frac{i_{cr}}{(FS)_s}$$



تمرین های حل شده



EXAMPLE 15.3 *Mass Gravity Wall*

A gravity retaining wall, shown in Figure E15.3a, is required to retain 5 m of soil. The backfill is a coarse-grained soil with $\gamma_{sat} = 18 \text{ kN/m}^3$, $\phi'_{cs} = 30^\circ$. The existing soil (below the base) has the following properties: $\gamma_{sat} = 20 \text{ kN/m}^3$, $\phi'_p = 36^\circ$. The wall is embedded 1 m into the existing soil and a drainage system is provided, as shown. The groundwater level is 4.5 m below the base of the wall. Determine the stability of the wall for the following conditions (assume $\delta = 20^\circ$):

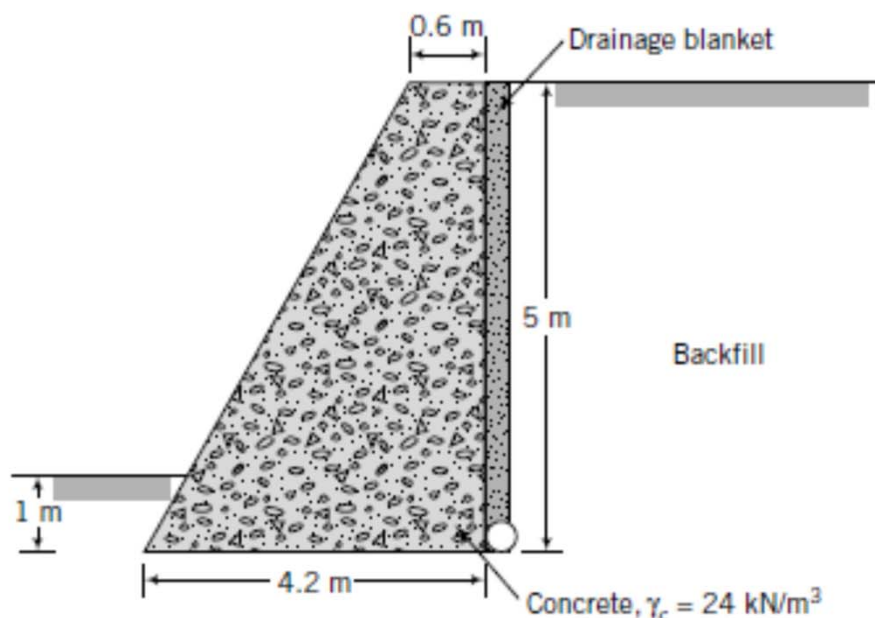


FIGURE E15.3a

- (a) Wall friction is zero.
- (b) Wall friction is 20° .
- (c) The drainage system becomes clogged during several days of a rainstorm and the groundwater rises to the surface. Neglect seepage forces.

The unit weight of concrete is $\gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3$.



Strategy For zero wall friction, you can use Rankine's method. But for wall friction, you should use Coulomb's method. The passive resistance is normally neglected in rigid retaining walls. Since only active lateral forces are considered, K_a from the Rankine and Coulomb methods should be accurate enough. Since groundwater is below the base, $\gamma' = \gamma_{sat}$ over the wall depth.

Solution 15.3

Step 1: Determine K_a .

$$\text{Rankine: } \delta = 0, \quad K_{aR} = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi_{cs}}{2}\right) = \tan^2\left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2}\right) = \frac{1}{3}$$

Coulomb: $\delta = 20^\circ$, $\phi' = \phi'_{cs}$, $\beta = 0$, $\eta = 0$; and from Equation (15.16),

$$K_{aC} = \frac{\cos^2(30^\circ - 0^\circ)}{\cos^2 0^\circ \cos(0^\circ + 20^\circ) \left[1 + \left\{\frac{\sin(30^\circ + 20^\circ) \sin(30^\circ - 0^\circ)}{\cos(0^\circ + 20^\circ) \cos(0^\circ - 0^\circ)}\right\}^{1/2}\right]^2} = 0.3$$

Step 2: Determine the lateral forces.

All forces are per unit length of wall.

$$\text{Rankine: } P_{aR} = \frac{1}{2} K_{aR} \gamma_{sat} H_o^2 = \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times 18 \times 5^2 = 75 \text{ kN}$$

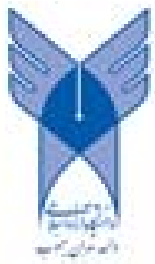
P_{aR} acts horizontally because the ground surface is horizontal.

$$\text{Coulomb: } P_{aC} = \frac{1}{2} K_{aC} \gamma_{sat} H_o^2 = \frac{1}{2} \times 0.3 \times 18 \times 5^2 = 67.5 \text{ kN}$$

P_{aC} acts at an angle $\delta = 20^\circ$ to the horizontal (see Figure E15.3b).

$$\text{Horizontal component of } P_{aC}: (P_{ax})_C = P_{aC} \cos \delta = 67.5 \cos 20^\circ = 63.4 \text{ kN}$$

$$\text{Vertical component of } P_{aC}: (P_{az})_C = P_{aC} \sin \delta = 67.5 \sin 20^\circ = 23.1 \text{ kN}$$



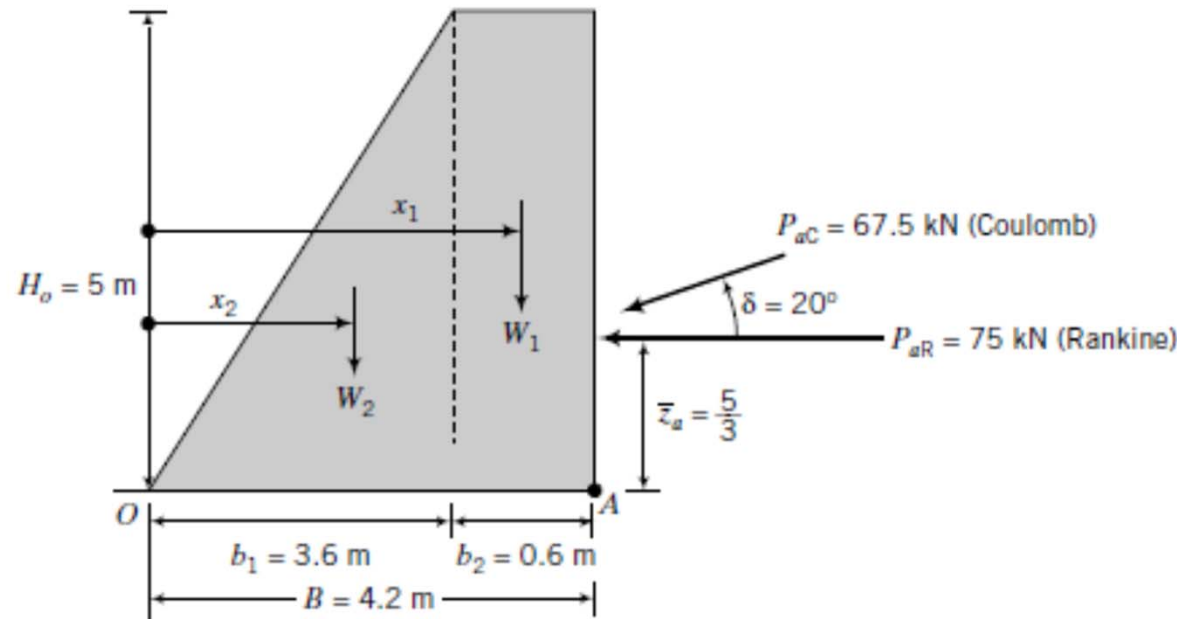


FIGURE E15.3b

Step 3: Determine wall stability.

Consider a unit length of wall.

$$W_1 = b_2 H_o \gamma_c = 5 \times 0.6 \times 24 = 72 \text{ kN}$$

$$W_2 = \frac{1}{2} b_1 H_o \gamma_c = \frac{1}{2} \times 3.6 \times 5 \times 24 = 216 \text{ kN}$$

$$W = W_1 + W_2 = 72 + 216 = 288 \text{ kN}$$

or

$$W = \frac{1}{2} (B + b_2) H_o \gamma_c = \frac{1}{2} (4.2 + 0.6) \times 5 \times 24 = 288 \text{ kN}$$

Calculate the location of the resultant from O (Figure E15.3b).



$$\text{Rankine: } M_O = W_1x_1 + W_2x_2 - P_{aR}\bar{z}_a = 72(3.6 + 0.3) + 216 \times \left(\frac{2}{3} \times 3.6\right) - 75 \times \frac{5}{3} = 674.2 \text{ kN.m}$$

$$R_z = W = 288 \text{ kN}$$

$$\bar{x} = \frac{M_O}{R_z} = \frac{674.2}{288} = 2.34 \text{ m}$$

$$\text{Coulomb: } M_O = W_1x_1 + W_2x_2 + (P_{az})_C \times B - (P_{ax})_C \times \bar{z}_a$$

$$= 72(3.6 + 0.3) + 216 \times \left(\frac{2}{3} \times 3.6\right) + 23.1 \times 4.2 - 63.4 \times \frac{5}{3} = 790.6 \text{ kN}$$

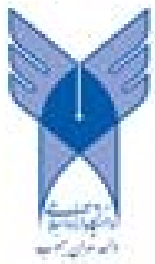
$$R_z = W + (P_{az})_C = 288 + 23.1 = 311.1 \text{ kN}$$

$$\bar{x} = \frac{M_O}{R_z} = \frac{790.6}{311.1} = 2.54 \text{ m}$$

Base resistance: $T = R_z \tan \phi'_b$, where R_z is the resultant vertical force. Assume $\phi'_b = \frac{2}{3} \phi'_p = \frac{2}{3} \times 36^\circ = 24^\circ$.

$$\text{Rankine: } T = 288 \times \tan 24^\circ = 128.2 \text{ kN}$$

$$\text{Coulomb: } T = (288 + 23.1) \times \tan 24^\circ = 138.5 \text{ kN}$$



$$\text{Rankine: } (FS)_T = \frac{T}{P_{aR}} = \frac{128.2}{75} = 1.7 > 1.5; \text{ therefore satisfactory}$$

$$\text{Coulomb: } (FS)_T = \frac{T}{(P_{ax})_C} = \frac{138.5}{63.4} = 2.2 > 1.5; \text{ therefore satisfactory}$$

With wall friction, the factor of safety against translation is greater than without wall friction.

Determine Rotational Stability

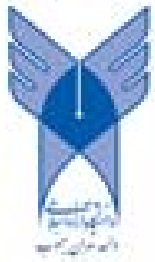
$$\text{Rankine: } e = \left| \frac{B}{2} - \bar{x} \right| = \left| \frac{4.2}{2} - 2.34 \right| = 0.24 \text{ m}$$

$$\text{Coulomb: } e = \left| \frac{B}{2} - \bar{x} \right| = \left| \frac{4.2}{2} - 2.54 \right| = 0.44 \text{ m}$$

$$\frac{B}{6} = \frac{4.2}{6} = 0.7 > e$$

The resultant vertical forces for both the Rankine and Coulomb methods lie within the middle one-third of the base and, therefore, overturning is unlikely to occur.

Determining Factor of Safety Against Bearing Capacity Failure Since the resultant vertical force is located within the middle one-third, tension will not develop in the soil.



$$(\sigma_z)_{max} = \frac{R_z}{A} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$\text{Rankine: } [(\sigma_z)_{max}]_R = \frac{288}{4.2 \times 1} \left(1 + \frac{6 \times 0.24}{2.4} \right) = 92.1 \text{ kPa}$$

$$\text{Coulomb: } [(\sigma_z)_{max}]_C = \frac{311.1}{4.2 \times 1} \left(1 + \frac{6 \times 0.44}{2.4} \right) = 120.6 \text{ kPa}$$

The maximum stress occurs at A (Figure E15.3b) for both the Rankine and Coulomb methods. The base of the wall can be taken as a strip surface foundation, that is, $B/L \rightarrow 0$, and $D_f = 0$. The groundwater level is below $B = 4.2$ m from the base, so groundwater would have no effect on the bearing capacity.

The resultant force, R , is eccentric and inclined to the vertical (Figure E15.3c). Therefore, you should use the bearing capacity equation for inclined load with the width modified for eccentricity.

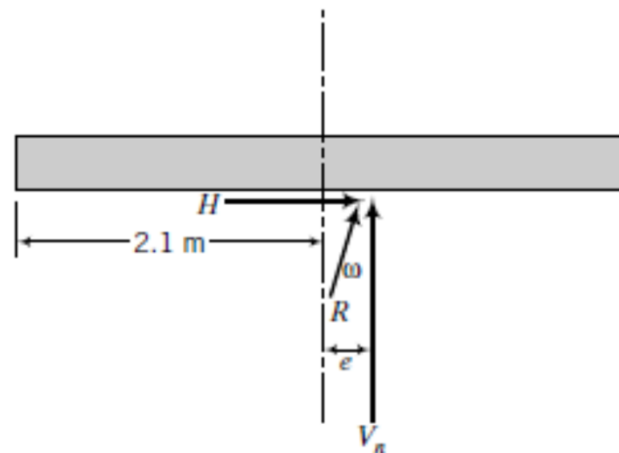
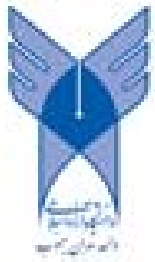


FIGURE E15.3c

$$\text{Rankine: } H = P_{aR} = 75 \text{ kN}; \quad V_n = R_z = 288 \text{ kN}, \quad \frac{H}{V_n} = \frac{75}{288} = 0.26; \quad \omega = \tan^{-1} \frac{H}{V_n} = \tan^{-1}(0.26) = 14.6^\circ$$

$$\frac{B'}{L'} = 0, \quad \text{for a strip footing}; \quad B' = B - 2e = 4.2 - 2 \times 0.24 = 3.72 \text{ m}$$



$$n = \left(2 + \frac{B'}{L'}\right) / \left(1 + \frac{B'}{L'}\right) = 2; \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V_n}\right)^{n+1} = (1 - 0.26)^{2+1} = 0.41$$

$$N_\gamma = 0.1054 \exp(9.6\phi'_p) = 0.1054 \exp\left(9.6 \times 36 \times \frac{\pi}{180}\right) = 43.9$$

$$q_u = 0.5\gamma B' N_\gamma i_\gamma = 0.5 \times 20 \times 3.73 \times 43.9 \times 0.41 = 653 \text{ kPa}$$

$$(FS)_B = \frac{q_u}{[(\sigma_z)_{max}]_R} = \frac{653}{92.1} = 7.1 > 3; \quad \text{okay}$$

$$\text{Coulomb: } H = (P_{ax})_C = 63.4 \text{ kN}; \quad V_n = R_z = 311.1 \text{ kN}, \quad \frac{H}{V_n} = \frac{63.4}{311.1} = 0.20;$$

$$\omega = \tan^{-1} \frac{H}{V_n} = \tan^{-1}(0.2) = 11.3^\circ$$

$$\frac{B'}{L'} = 0, \quad \text{for a strip footing; } B' = B - 2e = 4.2 - 2 \times 0.44 = 3.32 \text{ m}$$

$$n = \left(2 + \frac{B'}{L'}\right) / \left(1 + \frac{B'}{L'}\right) = 2; \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V_n}\right)^{n+1} = (1 - 0.20)^{2+1} = 0.51$$

$$N_\gamma = 0.1054 \exp(9.6\phi'_p) = 0.1054 \exp\left(9.6 \times 36 \times \frac{\pi}{180}\right) = 43.9$$

$$q_u = 0.5\gamma B' N_\gamma i_\gamma = 0.5 \times 20 \times 3.32 \times 43.9 \times 0.51 = 743 \text{ kPa}$$

$$(FS)_B = \frac{q_u}{[(\sigma_z)_{max}]_C} = \frac{743}{120.6} = 6.2 > 3; \quad \text{okay}$$



Step 4: Determine the effects of water from the rainstorm.

Using Rankine's method (zero wall friction)

$$P_{aR} = \frac{1}{2} K_a \gamma' H_o^2 + \frac{1}{2} \gamma_w H_o^2 = \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times (18 - 9.8) \times 5^2 + \frac{1}{2} \times 9.8 \times 5^2 = 34.2 + 122.5 = 156.7 \text{ kN}$$

Location of resultant from O

$$M_O = W_1 x_1 + W_2 x_2 - P_{aR} \bar{z}_a = 72(3.6 + 0.3) + 216 \times \left(\frac{2}{3} \times 3.6\right) - 156.7 \times \frac{5}{3} = 538 \text{ kN.m}$$

$$\bar{x} = \frac{M_O}{R_z} = \frac{538}{288} = 1.87 \text{ m}$$

Translation

$$(\text{FS})_T = \frac{97.5}{156.7} = 0.62 < 1$$

The wall will fail by translation.

Rotation

$$e = \left| \frac{B}{2} - \bar{x} \right| = \left| \frac{4.2}{2} - 1.87 \right| = 0.23 < \frac{B}{6} \left(= \frac{4.2}{6} = 0.7 \right)$$

The wall is unlikely to fail by rotation.

Bearing capacity

$$[(\sigma_z)_{max}]_R = \frac{288}{4.2 \times 1} \left(1 + \frac{6 \times 0.23}{4.2} \right) = 91.1 \text{ kPa}$$

The maximum stress now occurs at O rather than at A.



The eccentricity of the resultant force, R , is now on the opposite side of the centroid (Figure E15.3d).

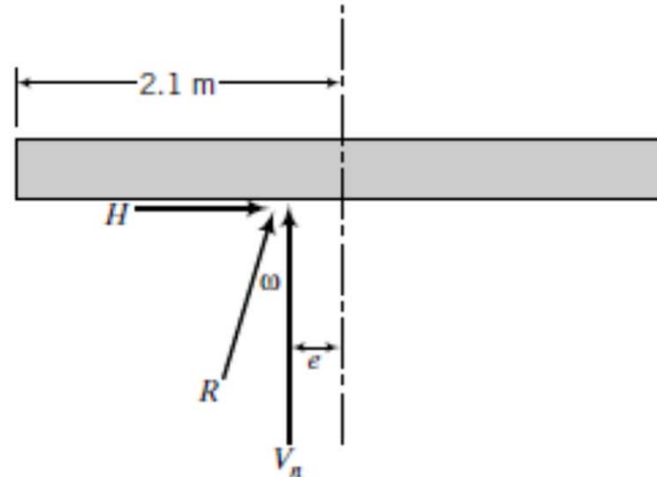


FIGURE E15.3d

$$H = P_{aR} = 156.7 \text{ kN}; \quad V_n = R_z = 288 \text{ kN}, \quad \frac{H}{V_n} = \frac{156.7}{288} = 0.54; \quad \omega = \tan^{-1} \frac{H}{V_n} = \tan^{-1}(0.54) = 28.4^\circ$$

$$B' = B - 2e = 4.2 - 2 \times 0.23 = 3.74 \text{ m}$$

$$n = \left(2 + \frac{B'}{L'}\right) / \left(1 + \frac{B'}{L'}\right) = 2; \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V_n}\right)^{n+1} = (1 - 0.54)^{2+1} = 0.1$$

$$q_u = 0.5 \gamma' B' N_\gamma i_\gamma = 0.5 \times (20 - 9.8) \times 3.74 \times 43.9 \times 0.1 = 83.7 \text{ kPa}$$

$$(\text{FS})_B = \frac{q_u}{[(\sigma_z)_{\max}]_R} = \frac{83.7}{91.1} = 0.9 < 3; \quad \text{not okay}$$

The wall will fail by bearing capacity failure.



EXAMPLE 15.4 Cantilever Gravity Wall

Determine the stability of the cantilever gravity retaining wall shown in Figure E15.4a. The existing soil is a clay and the backfill is a coarse-grained soil. The base of the wall will rest on a 50-mm-thick, compacted layer of the backfill. The interface friction between the base and the compacted layer of backfill is 25° . Groundwater level is 8 m below the base.

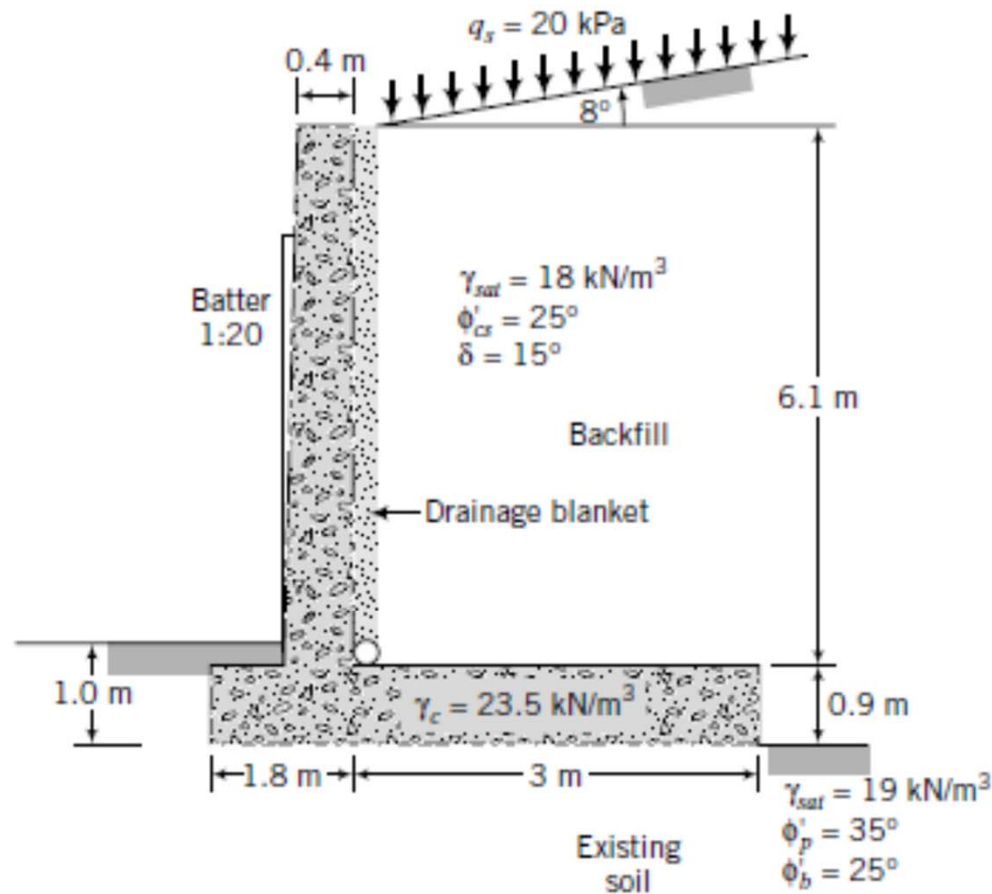


FIGURE E15.4a



Strategy You should use Coulomb's method to determine the lateral earth pressure because of the presence of wall friction. The height of the wall for calculating the lateral earth pressure is the vertical height from the base of the wall to the soil surface. You should neglect the passive resistance of the 1.0 m of soil behind the wall.

Solution 15.4

Step 1: Determine the active lateral force and its location.

See Figure E15.4b. We are given $\eta = 0$, $\beta = 8^\circ$, $\delta = 15^\circ$, and $\phi'_{cr} = 25^\circ$. Therefore, from Equation (15.16),

$$K_{aC} = \frac{\cos^2(25^\circ - 0)}{\cos^2 0^\circ \cos(0^\circ + 15^\circ) \left[1 + \left\{ \frac{\sin(25^\circ + 15^\circ) \sin(25^\circ - 8^\circ)}{\cos(0^\circ + 15^\circ) \cos(0^\circ - 8^\circ)} \right\}^{1/2} \right]^2} = 0.41$$

$$H_o = 0.9 + 6.1 + 3.0 \tan 8^\circ = 7.42 \text{ m}$$

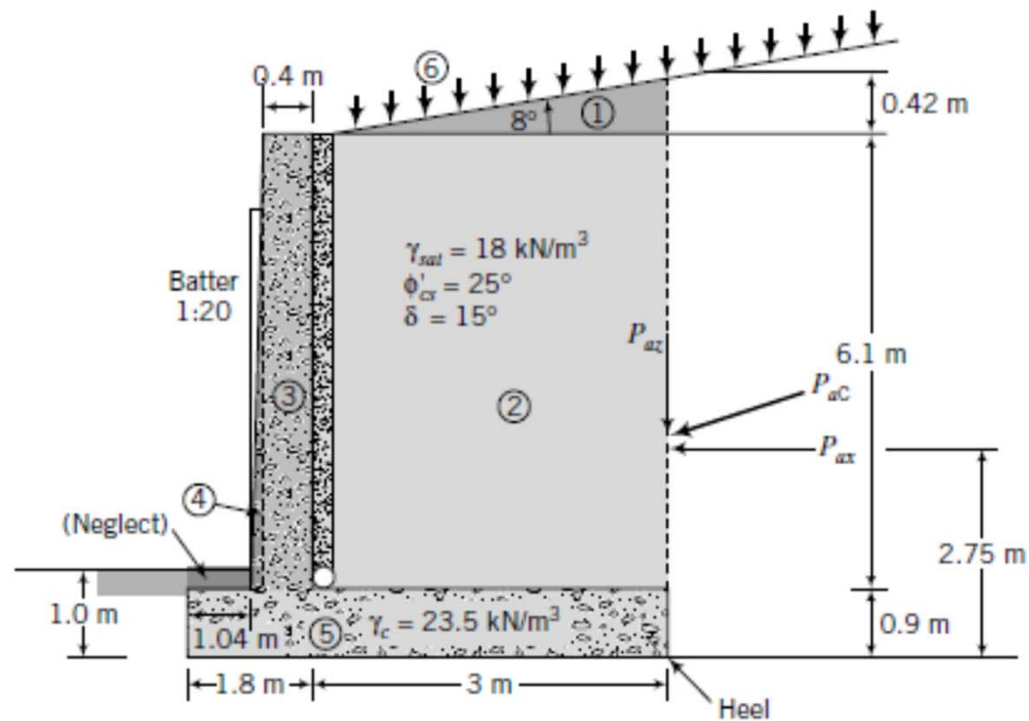


FIGURE E15.4b



Soil mass

All forces are per meter length of wall.

$$\text{Lateral force from soil mass: } P_{aC} = \frac{1}{2} K_{aC} \gamma_{\text{sat}} H_o^2 = \frac{1}{2} \times 0.41 \times 18 \times 7.42^2 = 203.2 \text{ kN}$$

$$\text{Horizontal component: } F_{ax} = P_{aC} \cos \delta = 203.2 \cos 15^\circ = 196.3 \text{ kN}$$

$$\text{Vertical component: } F_{az} = P_{aC} \sin \delta = 203.2 \sin 15^\circ = 52.6 \text{ kN}$$

Surcharge

$$F_x = K_{aC} q_s H_o \cos \delta = 0.41 \times 20 \times 7.42 \times \cos 15^\circ = 58.8 \text{ kN}$$

$$F_z = K_{aC} q_s H_o \sin \delta = 0.41 \times 20 \times 7.42 \times \sin 15^\circ = 15.7 \text{ kN}$$

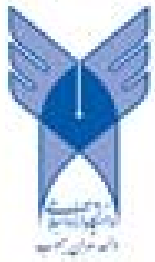
Resultant force components

$$P_{ax} = F_{ax} + F_x = 196.3 + 58.8 = 255.1 \text{ kN}$$

$$P_{az} = F_{az} + F_z = 52.6 + 15.7 = 68.3 \text{ kN}$$

Step 2: Determine the resultant vertical force per unit length and its location.

A table is useful to keep the calculation tidy and easy to check.



Part	Force (kN/m)	Moment arm from toe (m)	Moment (+kN.m)
1	$0.5 \times 0.42 \times 3 \times 18 = 11.3$	3.80	42.9
2	$3 \times 6.1 \times 18 = 329.4$	3.30	1087.0
3	$0.4 \times 6.1 \times 23.5 = 57.3$	1.60	91.7
4	$0.5 \times 0.36 \times 6.1 \times 23.5 = 25.8$	1.28	33.0
5	$0.9 \times 4.8 \times 23.5 = 101.5$	2.40	243.6
6	$3 \times 20 = 60.00$	3.3	198.0
	$\Sigma 585.3$		$\Sigma 1696.2(+)$
P_{az}	68.3	4.8	327.9(+)
R_z	= 653.6		Σ Moments = 2024.1(+)
P_{ax}	255.1	2.75	701.5(-)
			$\Sigma M_o = 1322.6(+)$

The location of the resultant horizontal component of force from the toe is

$$\bar{z} = \frac{F_{ax} \frac{H_o}{3} + F_x \frac{H_o}{2}}{F_{ax} + F_x} = \frac{196.3 \times \frac{7.42}{3} + 58.8 \times \frac{7.42}{2}}{196.3 + 58.8} = 2.75 \text{ m}$$

The location of the resultant vertical component of force from the toe is

$$\bar{x} = \frac{\Sigma M_o}{R_z} = \frac{1322.6}{653.6} = 2.02$$

Step 3: Determine the eccentricity.

$$e = \left| \frac{B}{2} - \bar{x} \right| = \left| \frac{4.8}{2} - 2.02 \right| = 0.38 \text{ m}$$



Step 4: Determine the stability.

Rotation

$$\frac{B}{6} = \frac{4.8}{6} = 0.8 \text{ m} > e (= 0.38 \text{ m}); \text{ therefore, rotation is satisfactory}$$

Translation

$$T = R_z \tan \phi'_b = 653.6 \times \tan 25^\circ = 305 \text{ kN/m}$$

$$(\text{FS})_T = \frac{T}{P_{ax}} = \frac{305}{255.1} = 1.2 < 1.5; \text{ therefore, translation is not satisfactory}$$

In design, you can consider placing a key at the base to increase the factor of safety against translation.

Bearing capacity

$$(\sigma_z)_{max} = \frac{R_z}{B \times 1} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = \frac{653.6}{4.8 \times 1} \left(1 + \frac{6 \times 0.38}{4.8}\right) = 201 \text{ kPa}$$

$$B' = B - 2e = 4.8 - 2 \times 0.38 = 4.06 \text{ m}$$

$$H = P_{ax} = 255.1 \text{ kN}; \quad V_n = R_z = 653.6 \text{ kN}, \quad \frac{H}{V_n} = \frac{255.1}{653.6} = 0.39$$

$$\omega = \tan^{-1} \frac{H}{V_n} = \tan^{-1}(0.39) = 21.3^\circ$$

$$n = \left(2 + \frac{B'}{L'}\right) / \left(1 + \frac{B'}{L'}\right) = 2; \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V_n}\right)^{n+1} = (1 - 0.39)^{2+1} = 0.23$$

$$N_\gamma = 0.1054 \exp(9.6 \phi'_p) = 0.1054 \exp\left(9.6 \times 35 \times \frac{\pi}{180}\right) = 37.2$$

$$q_u = 0.5 \gamma B' N_\gamma i_\gamma = 0.5 \times 19 \times 4.06 \times 37.2 \times 0.23 = 330 \text{ kPa}$$

$$(\text{FS})_B = \frac{q_u}{(\sigma_z)_{max}} = \frac{330}{201.5} = 1.6 < 3$$

Therefore, bearing capacity is not satisfactory. Increase width of base.



Exercise 14.11

A retaining wall has a vertical drainage blanket (Figure P14.11). After a heavy rainfall, a steady-state seepage condition occurs. Draw the flownet and determine the porewater pressure distribution acting on a potential failure plane AB . The hydraulic conductivity is 1.8×10^{-4} cm/s.

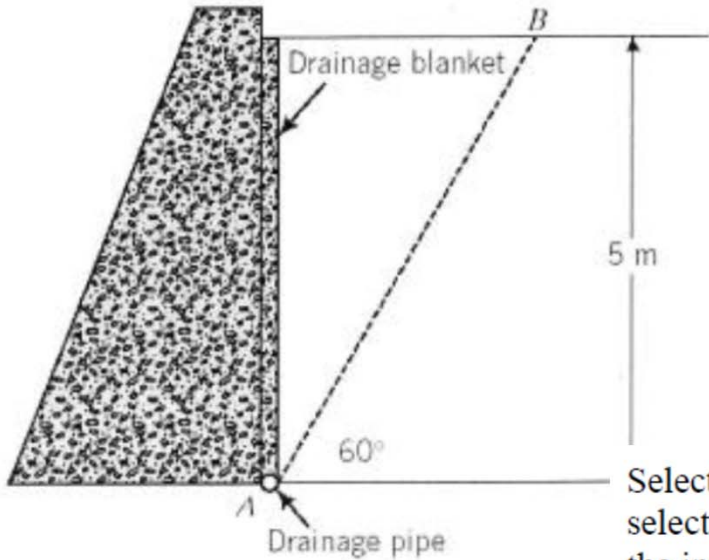
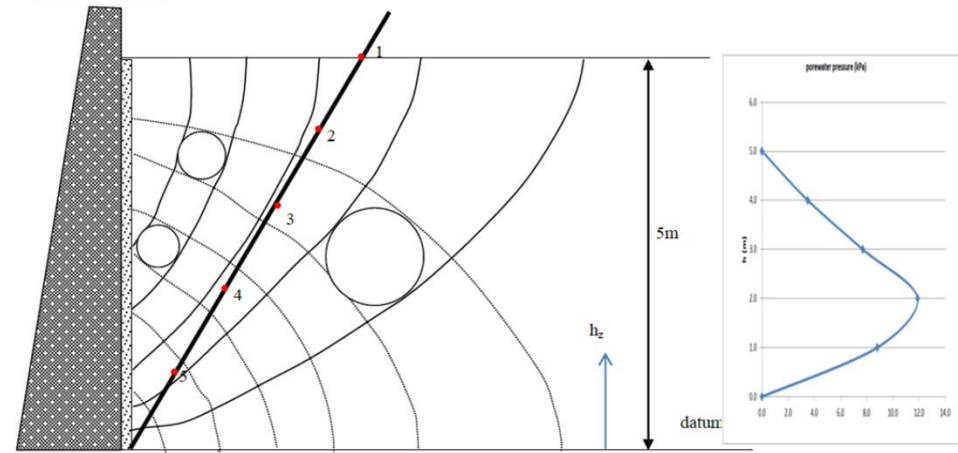


FIGURE P14.11

Solution 14.11



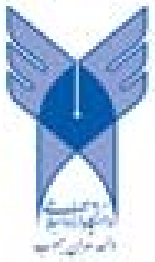
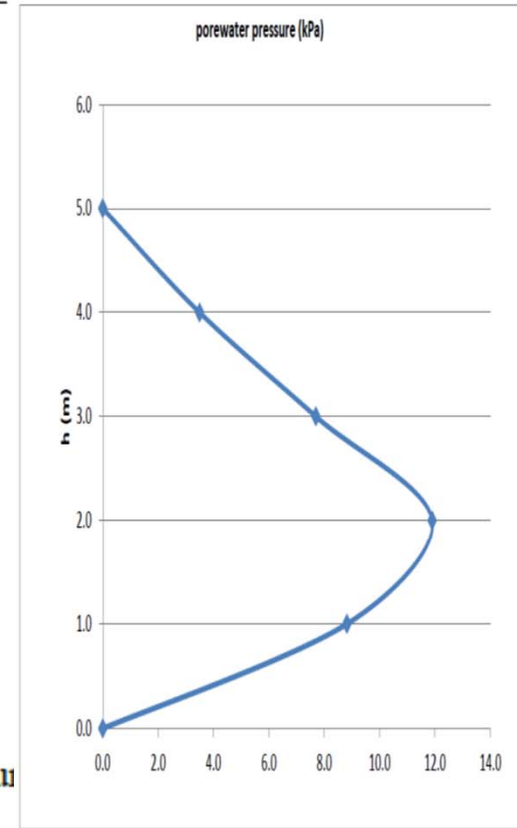
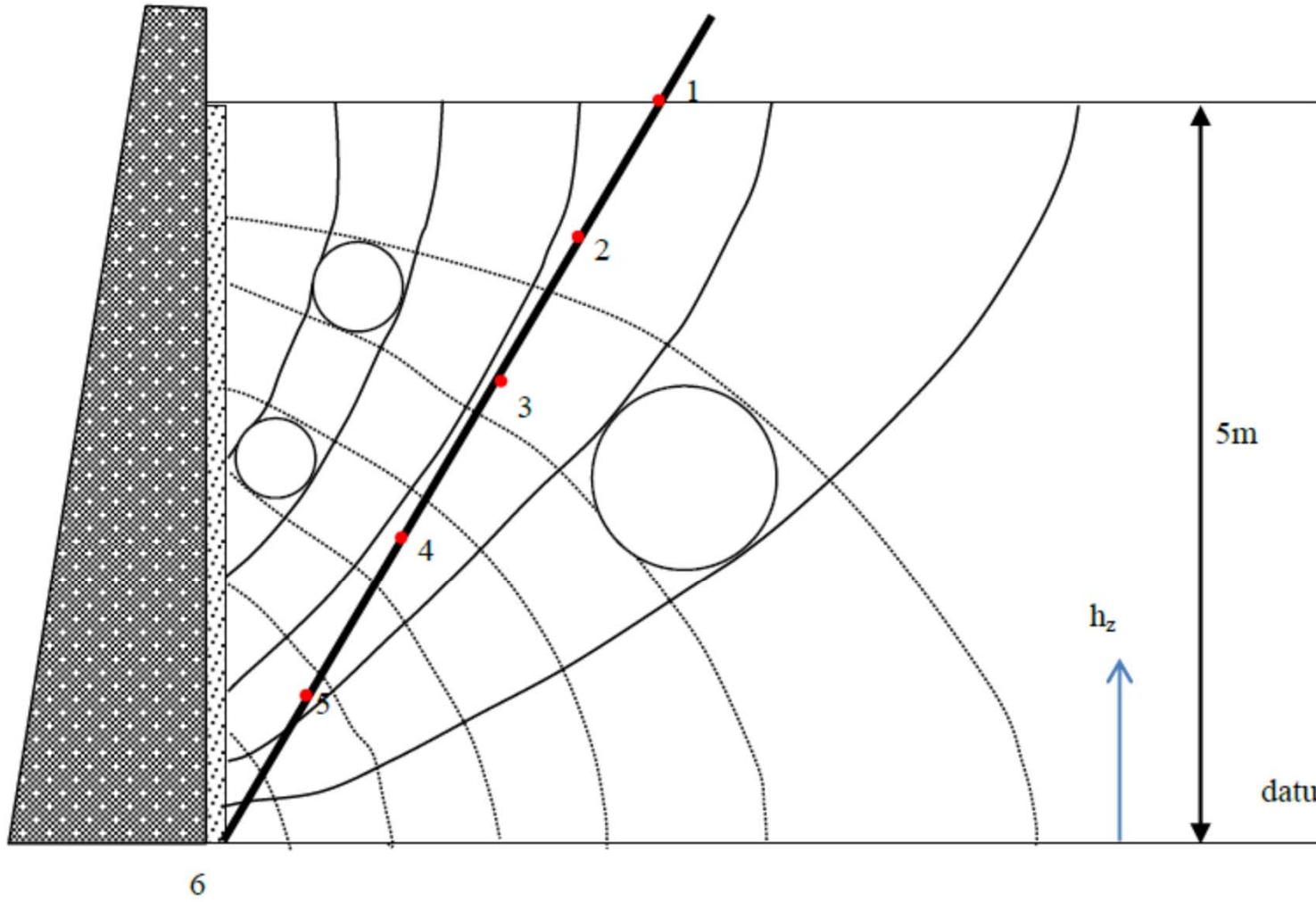
Select points approximately at equal distances along the failure surface. In this case, 6 points are selected at a distance along the failure line of $5.78 \text{ m} / 5 = 1.156 \text{ m}$. You can also select points at the intersection of the equipotential lines with the failure surface. The reason for selecting the points at equal distances along the failure surface is because it is easier to calculate the force from the porewater pressures using Simpson's rule.

N_d	7
N_f	6
ΔH (m)	5
Δh (m)	0.714

Parameters		1	2	3	4	5	6
Point		1	2	3	4	5	6
N_d (m)		7	6.1	5.3	4.5	2	0
$N_d \Delta h$ (m)		5.00	4.36	3.79	3.21	1.90	0.00
h_z (m)		5.0	4.00	3.00	2.00	1.00	0.00
h_p (m) = $N_d \Delta h - h_z$		0.00	0.36	0.79	1.21	0.90	0.00
u (kPa) = $h_p \gamma_w$		0.0	3.5	7.7	11.9	8.8	0.0



Solution 14.11



Exercise 14.12

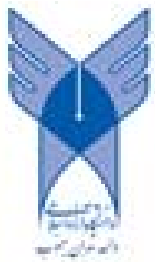
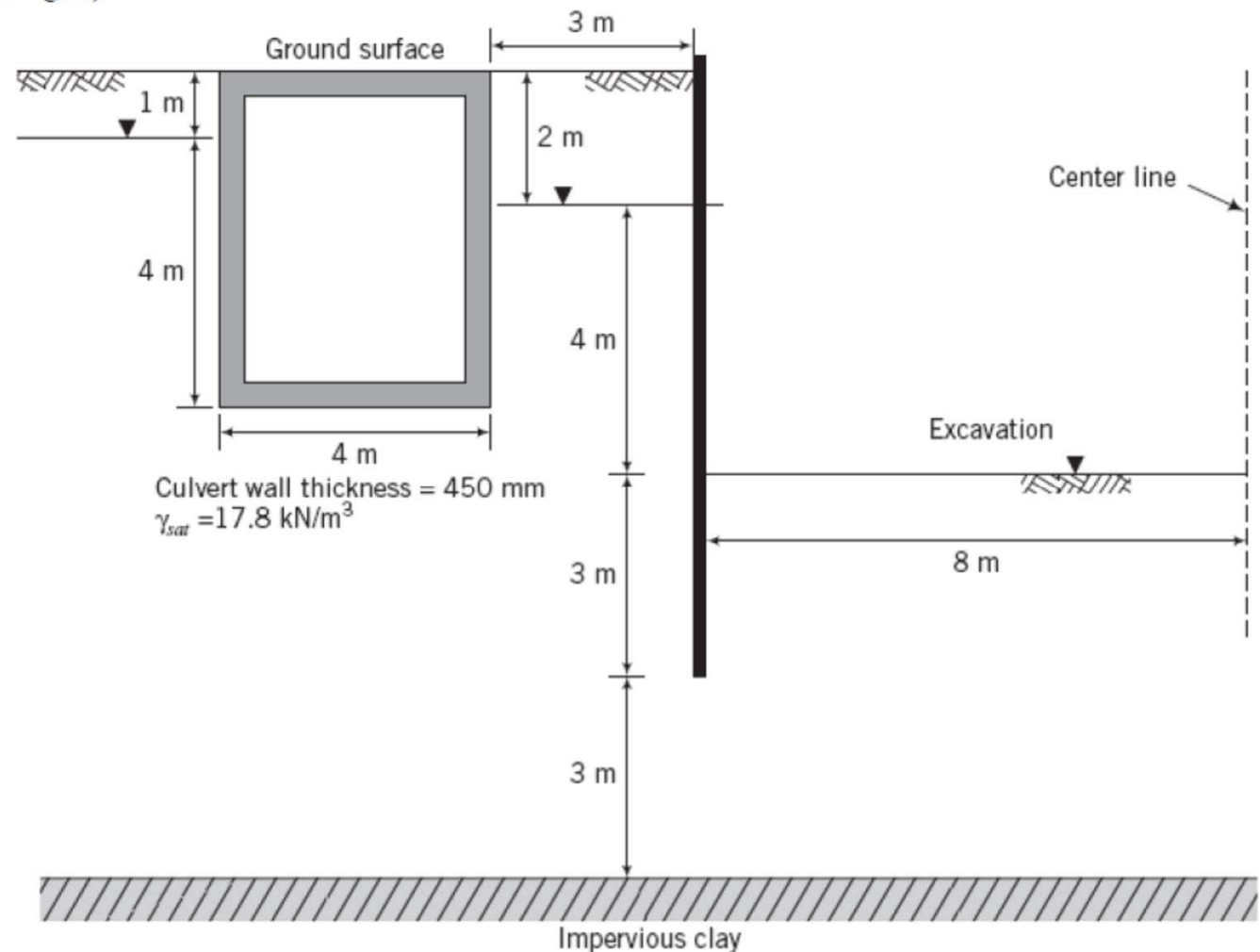
A concrete hollow box culvert is shown in Figure P14.12. A basement for a building is required near the culvert. One proposal is to construct a sheetpile wall to surround the excavation, as shown in Figure P14.12, and pump out the water in the excavation. The lowest groundwater level profile is as shown in Figure P14.12. The hydraulic conductivity is 2×10^{-4} cm/s.

(a) Draw the flownet.

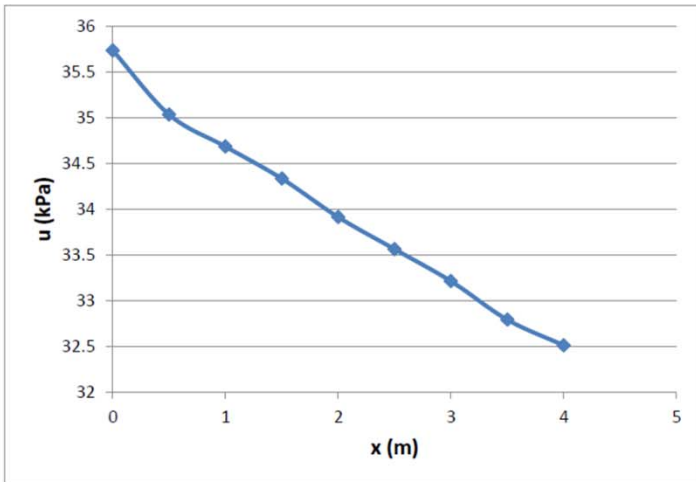
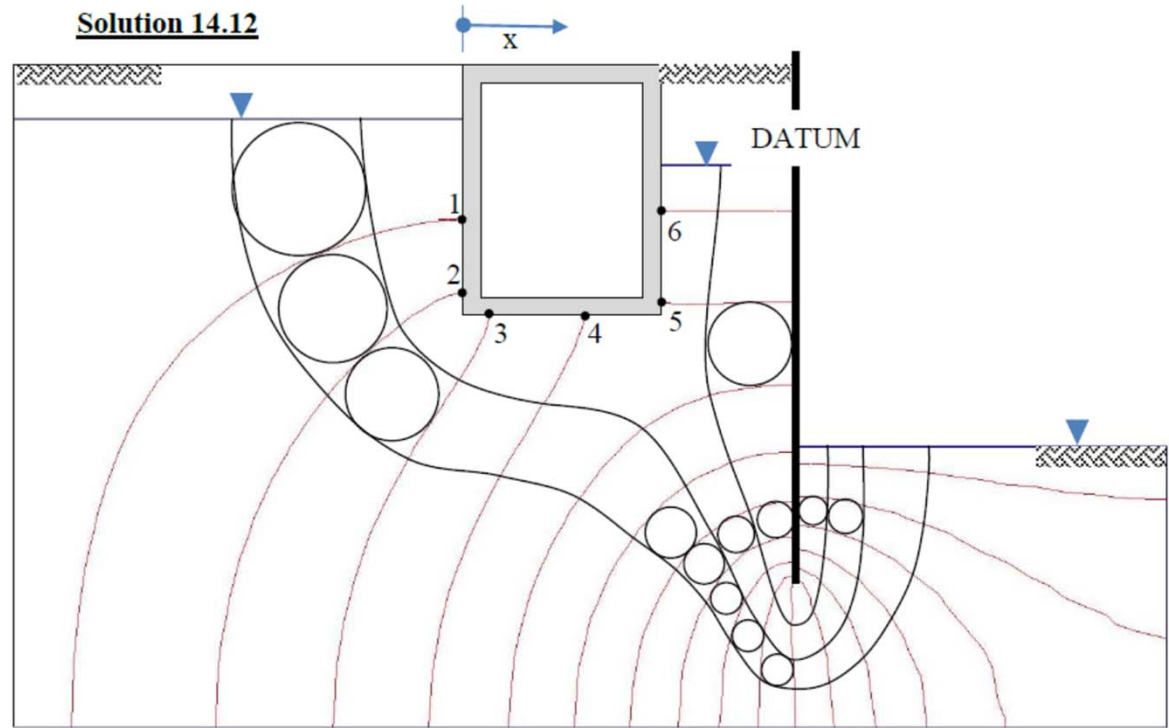
(b) Determine the uplift pressure on the box culvert.

(c) Will the culvert be safe against uplift? Assume the frictional resistance per unit length on each side wall is approximately $0.5K_a(\gamma_{sat} - \gamma_w)H^2 \tan(2/3 \phi'_{cs})$, where $K_a = \tan^2(45^\circ - \phi'_{cs}/2)$ and $\phi'_{cs} = 30^\circ$. The unit weight of concrete is 24 kN/m^3 .

(d) Determine if piping would occur. (Hint: You can calculate the void ratio from the given unit weight.)



Solution 14.12



To find the uplift force use the flow path shown with the arrow in the figure.

N_d	7
N_f	3
ΔH (m)	1
Δh (m)	0.143

Parameters	Under base of culvert									
x (m)	0	0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	
N_d (m)	2.5	3	3.25	3.5	3.8	4.05	4.3	4.6	4.8	
$N_d \Delta h$ (m)	0.36	0.43	0.46	0.50	0.54	0.58	0.61	0.66	0.69	
h_z (m)	-3	-3	-3	-3	-3	-3	-3	-3	-3	
h_p (m) = $\Delta H - N_d \Delta h - h_z$	3.64	3.57	3.54	3.50	3.46	3.42	3.39	3.34	3.31	
u (kPa) = $h_p \gamma_w$	35.74	35.04	34.69	34.34	33.92	33.56	33.21	32.79	32.51	



Since the pore water pressure distribution is approximately linear, the location of the resultant force is at $4/3 = 1.33$ m from left below corner of the culvert.

Uplift force;

$$P_w = \frac{0.5}{3} [35.74 + 32.51 + 2(34.69 + 33.91 + 33.21) + 4(35.04 + 34.34 + 33.56 + 32.79)]$$

$$= 135.8 \text{ kN/m}$$

c)

$$\text{Weight of the culvert} = 24 \times [(4 \times 5) - (4 - 0.9) \times (5 - 0.9)] = 174.96 \text{ kN/m}$$

$$\text{Frictional resistance/wall} = 0.5 \times K_a (\gamma_{sat} - \gamma_w) H^2 \times \tan\left(\frac{2}{3} \phi'_{cs}\right)$$

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi'_{cs}}{2}\right) = \tan^2\left(45^\circ - \frac{30}{2}\right) = 0.33$$

Frictional resistance

$$= [(0.5 \times 0.33 \times 17.8 \times 1^2) + (0.5 \times 0.33(17.8 - 9.8)4^2)$$

$$+ (0.5 \times 0.33 \times 17.8 \times 2^2) + (0.5 \times 0.33(17.8 - 9.8)3^2)] \times \tan\left(\frac{2}{3} \times 30\right)$$

$$= 17.36 \text{ kN/m}$$

$$\text{Total resistance} = 174.96 + 17.36 = 192.32 \text{ kN/m}$$

$$\text{Factor of safety} = 192.32/135.8 = 1.42$$

1.42 > 1.2 uplift would not be expected.

d)

Find "e",

$$\gamma_{sat} = \frac{G_s + e}{1 + e} \gamma_w \rightarrow 17.8 = \frac{2.7 + e}{1 + e} \times \gamma_w \therefore e = 1.08$$

The smallest value of L occurs at the tip of the sheet pile wall, by measurement, $L_{min} = 0.2$ m

$$i_{max} = \frac{\Delta h}{L_{min}} = \frac{0.167}{0.2} = 0.835$$

$$i_{cr} = \frac{G_s - 1}{1 + e} = \frac{2.7 - 1}{1 + 1.08} = 0.817$$

Since $i_{max} > i_{cr}$ piping occurs





جزوه باما

دانلود جزوات، نمونه سؤالات
و پروپوزنت‌های دانشگاهی

Jozvebama.ir

